

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Jamšek, A., 2014. Ocena potresne odpornosti dvoetažnega poslovnega objekta na območju Kamnika. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 37 str.

Datum arhiviranja: 02-10-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Jamšek, A., 2014. Ocena potresne odpornosti dvoetažnega poslovnega objekta na območju Kamnika. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 37 pp.

Archiving Date: 02-10-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

**UNIVERZITETNI
ŠTUDIJSKI PROGRAM
PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

Diplomska naloga št.: 133/B-GR

Graduation thesis No.: 133/B-GR

Mentor:

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 18. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Aleš Jamšek izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom *Ocena potresne odpornosti dvoetažnega poslovnega objekta na območju Kamnika*.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, september 2014

Aleš Jamšek

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	004:624.042.7(497.4)(043.2)
Avtor:	Aleš Jamšek
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Ocena potresne odpornosti dvoetažnega poslovnega objekta na območju Kamnika
Tip dokumenta:	diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	37 str., 34 pregl., 21 sl., 101 en.
Ključne besede:	potresno inženirstvo, potresnoodporno projektiranje, armiranobetonski okvir, opečna polnila, Evrokod, ETABS, SAP2000

Izvleček

V diplomski nalogi naredimo potresno analizo dvoetažne armiranobetonske skeletne stavbe z opečnimi polnili na območju Kamnika. Zgradba je bila projektirana leta 1978 z upoštevanjem takrat veljavnega pravilnika za gradnjo objektov na potresnih območjih. V prvem delu diplomske naloge smo povzeli osnovne člene pravilnika, ki je bil veljaven v času projektiranja konstrukcije, in nato še izbrana pravila Evrokoda s poudarkom na vrednotenju vpliva opečnih polnil v procesu projektiranja konstrukcije. Za obravnavano konstrukcijo smo potresne sile računali po obeh standardih, pri čemer smo v primeru uporabe Evrokoda 8 račun naredili z upoštevanjem treh različnih modelov konstrukcije. V osnovnem modelu smo za grede upoštevali kvadratne prereze gred ter zanemarili vpliv opečnih polnil. V ostalih dveh modelih smo grede modelirali z upoštevanjem sodelujoče širine plošče pri čemer smo enkrat vpliv opečnih polnil zanemarili, drugič pa smo jih modelirali z nadomestnimi diagonalami. Vse analize smo vršili s programom ETABS in SAP2000. Ugotovili smo, da so bile projektne potresne sile po pravilniku, ki je veljal v času projektiranja objekta, približno trikrat manjše od potresnih sil izračunanih po Evrokodih. Posledično znaša količina vzdolžne armature v stebrih pritličja približno petino računsko potrebne armature po Evrokodih, v zgornjem nadstropju pa približno tretjino potrebne vzdolžne armature po Evrokodih. Razlika bi bila še večja, če bi pri projektiranju stebrov in gred upoštevali vsa določila metode načrtovanja nosilnosti, ki jih predvideva Evrokod 8. Upoštevanje polnil pri modeliranju konstrukcije, je zmanjšalo nihajni čas od 25% do 50% glede na nihajni čas okvirne konstrukcije, vendar so projektne potresne sile za obravnavan primer stavbe ostale nespremenjene.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 004:624.042.7(497.4)(043.2)
Author: Aleš Jamšek
Supervisor: Professor Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title: Assessment of seismic resistance of two-storey office building in the area of Kamnik
Document type: Graduation Thesis – University studies
Notes: 37 p., 34 tab., 21 fig., 101 ann.
Keywords: earthquake engineering, earthquake-resistant design, reinforced concrete frame, masonry infill, Eurocode, seismic analysis, ETABS, SAP2000

Abstract

In thesis, the seismic analysis of two-storey office building in the area of Kamnik is performed. The building, which was designed in 1978 by using the then applicable rules for earthquake-resistant design of buildings, consisting of reinforced concrete frame and masonry infills. Basic articles of regulation valid in 1978 are firstly presented. Follow explanation of the Eurocodes with an emphasis on rules which address the consideration of the effects of masonry infills. In the second part of the thesis, the design seismic forces are calculated according to both standards, while in the case of Eurocode 8, the design seismic forces are assessed by using three different structural models. In addition to base case model, where beam cross sections were considered rectangular, the beam cross sections were modelled with consideration of the effective width of slab, firstly without consideration of the effect of masonry infill and secondly with consideration of infills, which were modelled by diagonals. All analyses were performed by ETABS and SAP2000. It was found that the design seismic forces according to the regulations from the time of the design of the facility were approximately three times smaller than the design seismic forces calculated according to Eurocodes. As a result, the amount of longitudinal reinforcement in the columns of the ground floor was around one-fifth of the required reinforcement according to Eurocodes, while in the top floor the amount of reinforcement in the columns was around one third of the required longitudinal reinforcement based on Eurocodes. The difference would be even greater if the design of the columns would account all the provisions of Eurocode 8. Consideration of infills in the structural model, decreased the vibration periods of the structure from 25% to 50% relative to the period obtained in the case of bare frame, but the design seismic forces for the case under consideration remained unchanged.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju dr. Matjažu Dolšku za pomoč in usmerjanje pri nastajanju te diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi očetu Bogdanu za strokovne nasvete in mami Kristini za lektoriranje.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
1 UVOD.....	1
2 PROJEKTIRANJE STAVB PO PRAVILNIKU O ZAČASNIH TEHNIČNIH PREDPISIH ZA GRADNJO NA POTRESNIH OBMOČJIH	2
2.1 Račun potresnih sil.....	2
2.2 Splošna načela za projektiranje konstrukcij	4
2.3 Konstruktivske zahteve projektiranja zgradb	4
2.3.1 Zidane stavbe iz opeke.....	4
3 PROJEKTIRANJE V SKLADU Z EVROKODI	5
3.1 Značilnost tal in potresni vpliv.....	5
3.2 Kombinacije vplivov in delni varnostni faktorji za materiale	6
3.3 Kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva	6
3.4 Račun pomikov	7
3.4.1 Omejitev etažnih pomikov	7
3.5 Vpliv teorije drugega reda.....	7
3.6 Faktor obnašanja q	8
3.6.1 Račun faktorja obnašanja q.....	8
4 POTRESNA ODPORNOST ZIDANIH STAVB IN OKVIROV S POLNILI	9
4.1 Nepravilnosti zaradi zidanih polnil	9
4.2 Izvedba zidanih polnil v okvirnih konstrukcijah.....	10
4.3 Modeliranje opečnih polnil	10
5 OPIS STAVBE.....	13
5.1 Statična zasnova objekta	14
5.2 Karakteristika materiala	15
5.2.1 Beton.....	15
5.2.2 Jeklo.....	15
5.2.3 Opeka.....	15
6 RAČUN MAS IN VERTIKALNIH OBTEŽB NA KONSTRUKCIJO	16
6.1 Račun mas objekta v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih.....	16
6.1.1 Masa plošče nad pritličjem	16
6.1.2 Masa plošče nad nadstropjem	16
6.2 Račun porazdeljenih obtežb v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih.....	17
6.3 Račun mas v skladu z Evrokodi	17
6.3.1 Plošča nad pritličjem.....	17
6.3.2 Plošča nad nadstropjem	18
6.4 Račun porazdeljenih obtežb v skladu z Evrokodi	18

6.4.1 Obtežba snega.....	19
6.4.2 Porazdeljena obtežba na plošči nad pritličjem.....	19
6.4.3 Porazdeljena obtežba na plošči nad nadstropjem	19
7 KOMBINACIJE OBTEŽB	20
7.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....	20
7.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja	20
8 POTRESNA OBTEŽBA IN ODPORNOST	21
8.1 Potresna obtežba v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih	21
8.1.1 Potresna obtežba v vzdolžni smeri stavbe (smer X).....	21
8.1.2 Potresna obtežba v prečni smeri stavbe (smer Y).....	22
8.2 Potresna obremenitev konstrukcije v skladu z Evrokodi ob upoštevanju pravokotnih prerezov pri modeliranju gred.....	22
8.2.1 Rezultati analize z upoštevanjem pravokotnih prerezov pri modeliranju gred.....	23
8.2.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda	23
8.2.3 Kontrola omejitve etažnih pomikov	23
8.2.4 Nihajni časi	24
8.3 Potresna obremenitev konstrukcije v skladu z Evrokodi z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred.....	24
8.3.1 Rezultati analize z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred	25
8.3.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda	25
8.3.3 Kontrola omejitve etažnih pomikov	25
8.3.4 Nihajni časi	25
8.4 Potresna obremenitev z upoštevanjem vpliva opečnih polnil	26
8.4.1 Nihajni časi.....	27
8.4.2 Račun potresnih sil in vpliv slučajne ekscentričnosti	27
8.4.3 Rezultati analize z upoštevanjem sodelujočih širin za grede.....	28
8.4.4 Kontrola vpliva teorije drugega reda	28
8.4.5 Kontrola omejitve etažnih pomikov	29
8.5 Primerjava rezultatov za različne modele	29
9 IZRAČUN POTREBNE ARMATURE.....	31
9.1 Izračun potrebne armature v projektni dokumentaciji	31
9.2 Krovni sloj betona.....	31
9.3 Izračun potrebne armature	31
9.3.1 Izračun potrebne armature za najbolj obremenjen steber ob upoštevanju pravokotnih prerezov pri modeliranju gred	33
9.3.2 Izračun potrebne armature za najbolj obremenjen steber z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred	34
9.3.3 Izračun potrebne armature za model z upoštevanjem vpliva opečnih polnil.....	35
9.4 Primerjava potrebne količine armature	35
10 ZAKLJUČEK.....	37
VIRI.....	38

KAZALO SLIK

Slika 1: MCS lestvica za Slovenijo	2
Slika 2: Tipični porušni mehanizmi armiranobetonskih okvirov z zidanimi polnili	10
Slika 3: Položaj priključitve nadomestne diagonale na okvirno konstrukcijo (Tomažević, 2009)	11
Slika 4: Modeli z različnim številom nadomestnih diagonal.....	11
Slika 5: Geometrijske lastnosti polnila.....	12
Slika 6: Objekt danes.....	13
Slika 7: Projektni pospešek tal za Republiko Slovenijo	13
Slika 8: Tloris pritličja.....	14
Slika 9: Tloris nadstropja.....	14
Slika 10: Oznaka gred in stebrov v programu ETABS.....	23
Slika 11: Deformirana konstrukcija v smeri X in Y	24
Slika 12: Oznaka opečnih polnil v pritličju in v nadstropju	26
Slika 13: Modelirana polnila v osi 1 v programu SAP2000	27
Slika 14: Oblika elastičnega spektra (<i>SIST EN 1998: Slika 3.1</i>)	29
Slika 15: Primerjava nihajnih časov za različne modele konstrukcije.....	30
Slika 16: Primerjava pomikov konstrukcije za različne modele konstrukcije.....	30
Slika 17: Ovojnici momentov M_x in M_y za steber C2	33
Slika 18: Račun vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber ob upoštevanju pravokotnih prerezov za grede.....	33
Slika 19: Račun vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred	34
Slika 20: Račun vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber za model z upoštevanjem vpliva opečnih polnil	35
Slika 21: Primerjava potrebne vzdolžne armature za različne predpise in različne modele konstrukcije za najbolj obremenjen steber v konstrukciji	36

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Koeficient seizmičnosti K_c	3
Preglednica 2: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočeni elastični spekter odziva	6
Preglednica 3: Masa plošče nad pritličjem.....	16
Preglednica 4: Velikost obtežb plošče nad pritličjem	16
Preglednica 5: Masa plošče nad pritličjem.....	16
Preglednica 6: Velikost obtežb plošče nad nadstropjem	17
Preglednica 7: Sestava opečne predelne stene in njena teža	17
Preglednica 8: Velikost obtežb plošče nad pritličjem	18
Preglednica 9: Masa plošče nad pritličjem.....	18
Preglednica 10: Velikost obtežb plošče nad nadstropjem	18
Preglednica 11: Velikost obtežb plošče nad pritličjem	19
Preglednica 12: Velikost obtežb plošče nad nadstropjem	19
Preglednica 13: Potresne sile v smeri X.....	21
Preglednica 14: Potresne sile v smeri Y	22
Preglednica 15: Pomiki in etažne sile za model s pravokotnim prerezom gred	23
Preglednica 16: Kontrola vpliva teorije drugega reda za model s pravokotnim prerezom gred	23
Preglednica 17: Kontrola omejitve etažnih pomikov za model s pravokotnim prerezom gred	23
Preglednica 18: Račun nihajnih časov za model s pravokotnim prerezom gred	24
Preglednica 19: Pomiki in etažne sile za model s T prerezi gred	25
Preglednica 20: Kontrola vpliva teorije drugega reda za model s T prerezi gred	25
Preglednica 21: Kontrola omejitve etažnih pomikov za model s T prerezi gred	25
Preglednica 22: Račun nihajnih časov za model s pravokotnim prerezom gred	25
Preglednica 23: Račun začetnih togosti opečnih polnil.....	26
Preglednica 24: Račun nihajnih časov za model z opečnimi polnili	27
Preglednica 25: Prečne sile in torzijski momenti zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti	28
Preglednica 26: Pomiki in etažne sile za model z opečnimi polnili	28
Preglednica 27: Kontrola vpliva teorije drugega reda za model z opečnimi polnili	28
Preglednica 28: Kontrola omejitve etažnih pomikov za model z opečnimi polnili.....	29
Preglednica 29: Primerjava potresnih sil za različne modele konstrukcije in za različne predpise	29
Preglednica 30: Primerjava nihajnih časov in pomikov za različne modele konstrukcije	30
Preglednica 31: Potrebna armatura in izbrana armatura za model s pravokotnim prerezom gred	34
Preglednica 32: Potrebna armatura in izbrana armatura za model s T prerezi gred	34
Preglednica 33: Potrebna armatura in izbrana armatura za model z upoštevanjem vpliva opečnih polnil	35
Preglednica 34: Primerjava potrebne in izbrane vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber	36

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

V diplomski nalogi naredimo potresno analizo obstoječega dvoetažnega poslovnega objekta v Kamniku in primerjamo rezultate analize s podatki iz projektne dokumentacije. Obravnavamo tudi vpliv opečnih polnil na odpornost konstrukcije. V starejših predpisih, ki so bili veljavna v času projektiranja obravnavane zgradbe, so se opečna polnila v potresni analizi zanemarila. Konstrukcija je bila projektirana v skladu s Pravilnikom o privrenim tehničkim propisima za građenje na siezmičkim področjima - Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih območjih iz leta 1964, ki določa račun potresnih sil glede na potresno karto na osnovi intenzitet potresa. V analizi je bilo treba upoštevati težo konstrukcije, celotno težo fiksne opreme, obtežbo snega ter polovico koristne obtežbe. Trenutno veljavni standardi za projektiranje konstrukcij (Evrokod standardi) so s stališča projektne obtežbe bolj strogi, to pa se odraža v bistveno večji potresni obtežbi.

Namen Evrokoda 8, ki obravnava projektiranje potresno odpornih zgradb, je zaščititi človeška življenja, omejiti škodo v primeru redkih potresov ter preprečiti človeške izgube v primeru bolj pogostih potresov. Preprečitev poškodb v primeru redkih potresov z ekonomskega stališča ni smiselna. Vseeno pa je smiselno, da so bolj zanesljive tiste konstrukcije, ki so pomembne za civilno zaščito, saj morajo te ostati uporabne tudi v primeru močnih potresov.

V prvem delu diplomske naloge je opisan in predstavljen pravilnik, ki je bil veljaven v času projektiranja konstrukcije, poudarjene pa so tiste točke pravilnika, ki so bile upoštevane ob projektiranju konstrukcije.

V drugem delu so predstavljene izbrane določbe trenutno veljavnih standardov Evrokod, ki jih je treba upoštevati pri analizi in projektiranju konstrukcije. Predstavljeno je tudi, kako so upoštevana opečna polnila v analizi konstrukcije in kako ta vplivajo na odpornost konstrukcije.

V nadaljevanju je opisana potresna analiza konstrukcije na osnovi potresne obtežbe iz projektne dokumentacije iz leta 1978. Sledi analiza in račun po Evrokodih z upoštevanjem gred s kvadratnim prerezom, s T prerezi za grede in na koncu še model, ki upošteva vpliv opečnih polnil s T prerezi za grede. Izračunana je bila tudi količina potrebne armature v stebrih in primerjana z vgrajeno armaturo.

Na koncu diplomske naloge je primerjava nihajnih časov, pomikov in potrebne količine armature za različne že prej opisane pristope k analizi konstrukcije, ustrezni komentarji k vsem rezultatom in primerjave rezultatov.

2 PROJEKTIRANJE STAVB PO PRAVILNIKU O ZAČASNIH TEHNIČNIH PREDPISIH ZA GRADNJO NA POTRESNIH OBMOČJIH

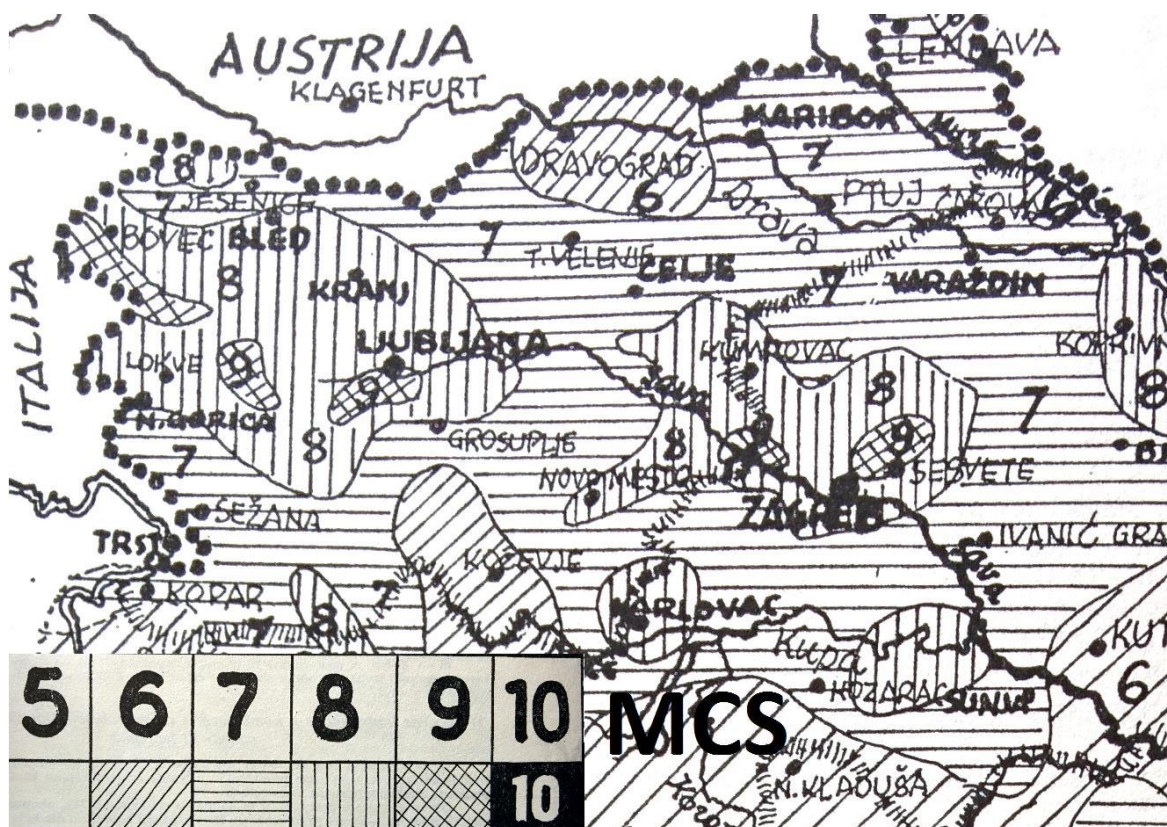
Za analizo in projektiranje objekta se je upošteval Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih Br. 04-351/66-64, ki je bil sprejet 19. septembra 1964 v Beogradu.

Objekt se nahaja v 8. potresni coni po Merealli-Cancani-Siebergovi (MCS) lestvici (Slika 1).

Pripadajoč koeficient seizmičnosti K_c znaša 0,04. V splošnih določbah pravilnik ureja projektiranje, dimenzioniranje in izvajanje stavb ter drugih konstrukcij v potresnih področjih intenzitet VII, VIII in IX po MCS-ovi lestvici (Slika 1) (Točka 1.1 Pravilnika o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih).

Območja potresnih intenzitet so prikazana v Seizmološki karti Jugoslavije, ki jo je izdal Seizmološki zavod FNRJ leta 1950 (Točka 1.2).

Zgradbe s trdnim konstrukcijskim sistemom se lahko kontrolirajo v skladu z metodo poenostavljenih učinkov potresnih sil in v skladu s tem predpisom. (Točka 1.3)



Slika 1: MCS lestvica za Slovenijo

2.1 Račun potresnih sil

Stavbe in druge konstrukcije, ki se projektirajo na potresnih področjih intenzitet VII, VIII in IX po MCS-ovi lestvici morajo biti preračunane poleg ostalih tudi v smislu potresnih sil v skladu s Točko 1.3 (Točka 2.1). V računu se potresne sile kombinirajo s celotno težo konstrukcije, celotno težo fiksne opreme, obtežbo snega in z vplivom polovice koristne obtežbe, ki jo upoštevamo, ko računamo obremenitve na konstrukcijo. V primeru, da obstaja možnost, da je v času potresa konstrukcija obremenjena s celotno koristno obtežbo (knjižnice, arhivi), se upošteva celotna koristna obtežba (Točka 2.2).

Upošteva se, da potresne sile delujejo na konstrukcijo v horizontalni smeri v višini etaž (stropov). Računamo v dveh ortogonalnih smereh, za vsako smer posebej. Vpliv vertikalnih komponent potresnih sil obravnavamo le v tistem primeru konstrukcij, ki bi lahko vplivale oziroma znatno povečale napetosti ali ogrozile stabilnost konstrukcije (*Točka 2.4*).

Velikost projektnih potresnih sil se izračuna po naslednji enačbi:

$$S_{ik} = K_c \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik} \cdot Q_k \quad (2.1)$$

S_{ik} – projektna potresna sila, ki deluje v točki k pri i -ti nihajni obliki,

K_c – koeficient seizmičnosti, ki je odvisen od področja seizmičnosti, vrste in kvalitete tal, na katerih se projektira konstrukcija, ter od vrste in namena konstrukcije (Preglednica 1),

β_i – koeficient dinamičnosti za i -to obliko nihanja konstrukcije,

η_{ik} – koeficient, ki je odvisen od oblike nihanja konstrukcije in višine obremenitve,

Q_k – teža objekta, skoncentrirana v točki k , upoštevana v skladu s *Točko 2.5* tega pravilnika

Preglednica 1: Koeficient seizmičnosti K_c

Potresna cona	VII	VIII	IX
Slaba tla	0,03	0,06	0,12
Srednja tla	0,025	0,05	0,10
Dobra tla	0,02	0,04	0,08

Dobra tla – čvrsta skala in homogena gramozna tla.

Srednja tla – homogena peščena tla, prekonsolidirana glinena in laporna tla.

Slaba tla – heterogena tla, mehki laporji in gline, obstaja nevarnost likvifikacije (*Točka 2.5.2*).

Koeficient β_i je definiran z enačbo: $\beta_i = \frac{0,75}{T_i}$ (2.2)

pri čemer je T_i opazovan nihajni čas konstrukcije. Koeficient mora ustrezati pogoju $1,50 \geq \beta_i \geq 0,75$.

Ta vrednost velja za običajne tipe zgradb. Pri višjih zgradbah se priporoča, da se vrednost koeficienta

β_i pomnoži z 1,6. V primeru mehkih tal znatne debeline se upošteva enačba $\beta_i = \frac{(1,5)}{T_i}$

(*Točka 2.5.3*).

Koeficient η_{ik} je odvisen od oblike lastnega nihanja konstrukcije in se izračuna po enačbi

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}^2} \quad (2.3)$$

pri čemer je X_{ij} velikost (amplituda) pomika točke j , v kateri deluje koncentrirana sila Q_j (*Točka 2.5.4*).

Račun projektnih potresnih sil za konstrukcije, navedene v drugi točki Točke 1.3 (poenostavljen učinek potresnih sil), se lahko izvrši po približni metodi z upoštevanjem vrednosti

$\beta = 1,5$ in upoštevanjem enačbe $\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}^2}$; višina h_k se meri od kote planiranega terena do obravnavane točke (*Točka 2.6*).

V računu konstrukcije se upošteva, da potresne sile S_{ik} delujejo statično. Notranje sile izračunamo po običajnih postopkih za izračun konstrukcij. Če center rotacij in center mas ne sovpadata, je treba potresne sile razporediti na posamezne elemente in upoštevati moment M_T okoli vertikalne osi (z-os). Računamo za vsako od oblik nihanja posebej (*Točka 2.8*).

Nosilni in nenosilni zidovi, zidovi v skeletnih konstrukcijah, parapeti in zidane ograje se morajo preračunavati na učinek potresnih sil, ki se prenesejo na njih. Velikost potresne sile mora

ustrezati enačbi

$$S_{ik} = K_c \cdot \beta_I \cdot \eta_{ik} \cdot Q_k \quad (\text{glej Točko 2.5}) \quad (2.4)$$

in najneugodnejšo obliko nihanja, pri čemer namesto sile Q_k upoštevamo porazdeljeno težo zidu q_k po m^2 , tako dobljena sila ne sme biti manjša od:

$$\min S_{ik} = 1,5 \cdot K_c \cdot q_k \quad (2.5)$$

Napetosti v konstrukciji, ki jih povzročijo potresne sile, se računajo na običajen način, glede na lastnosti materiala in tip konstrukcije (*Točka 2.10*).

2.2 Splošna načela za projektiranje konstrukcij

V Pravilniku o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih je pod Točko 3 napisano, da mora biti osnova zgradbe oziroma konstrukcije, če je to le mogoče, enostavna in simetrična v obeh smereh, ter tudi glede togosti nosilnih elementov in v razporeditvi mas. Če se gradi zgradba oziroma konstrukcija kompleksne zasnove, je tako zasnovano zgradbe treba razdeliti na enostavne elemente (sekcije), ki se v potresnem računu računajo vsaka zase. Simetričnost in togost zgradbe je treba zagotavljati tudi v vertikalnem smislu, pri čemer je večje mase, če je to le mogoče, treba praviloma postavljati v nižja nadstropja (*Točka 3.4*). Nenadnim spremembam v togosti konstrukcijskega sistema se je treba izogniti (*Točka 3.5*).

2.3 Konstrukcijske zahteve projektiranja zgradb

Varnost zgradb v primeru potresa je v veliki meri odvisna od dimenzij, ki so vzete pri projektiranju zgradbe ter v odvisnosti od materiala, ki se uporablja in vrste konstrukcije (*Točka 4.1*).

2.3.1 Zidane stavbe iz opeke

Treba je zagotoviti, da so stene v etaži čim bolj enakomerno izkoriščene, kvaliteta materiala pa mora hkrati zadoščati normativom in predpisom. Teža $1,00 m^2$ zidu zgornje etaže ne sme biti večja od teže $1,00 m^2$ spodnje etaže (*Točka 4.2.3*). Nosilne in vezne stene se morajo graditi hkrati v vsaki etaži in biti monolitno povezane z vogali (*Točka 4.2.4*). Predelne nenosilne stene se gradijo naknadno in morajo biti zaradi ustrezne bočne stabilnosti spodaj, zgoraj in s strani dobro spojene z nosilnimi stenami in ploščami (*Točka 4.2.5*).

Mešani sistemi z nosilnimi stenami iz opeke in nosilnimi armiranobetonskimi vertikalnimi vezmi – stebri v eni etaži se je praviloma bolje izogniti. To je še posebej pomembno v pritličnih etažah zgradb (lokali, trgovine). Če se temu ni mogoče izogniti, je treba preveriti potresno odpornost te etaže (*Točka 4.2.6*).

Medetažne in stropne konstrukcije ter krovne konstrukcije stavb morajo imeti večjo trdnost v horizontalni smeri in morajo biti ustrezno povezane z zunanjimi in notranjimi stenami.

Armatura, vgrajena v stropno konstrukcijo, mora biti sidrana najmanj 20 cm v nosilne stene (*Točka 4.2.15*). Dovoljena so takšna ostrešja, ki ne prenašajo horizontalnih sil na stene (*Točka 4.2.17*).

V višini stropa vsakega nadstropja se mora izvesti armiranobetonski vogal. Vse nosilne in vezne stene v istem nadstropju morajo imeti vgrajeno enako armaturo kot vogal. Minimalne količine armature so podane v tabeli v predpisu.

V projektni dokumentaciji je v izjavi zapisano, da je bil pri projektiranju poslovne zgradbe, ki je obravnavana v tej diplomski nalogi, upoštevan Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na seizmičnih območjih (*Uradni list SFRJ št. 39/64*).

3 PROJEKTIRANJE V SKLADU Z EVROKODI

Pri projektiranju konstrukcij na potresnih območjih se upoštevata dve bistveni zahtevi:

- zahteva po neporušitvi,
- zahteva po omejitvi poškodb.

Konstrukcija mora biti projektirana tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi se delno ali v celoti porušila. Konstrukcija mora tudi potem, ko jo prizadene potres največje pričakovane intenzitete (projektni potres), obdržati celovitost in ustrezno nosilnost.

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ne da bi prišlo do takih poškodb, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

Pri potresnoodpornem projektiranju običajnih konstrukcij moramo preveriti dve osnovni mejni stanji:

- končno mejno stanje, ki je povezano s porušitvijo, ki lahko ogrozi varnost ljudi,
- mejno stanje uporabnosti, ki je povezano z nastankom poškodb, deformacij ali upogibov, po nastanku katerih konstrukcija ne izpolnjuje več pogojev za uporabo in obratovanje (Tomažević, 2009).

3.1 Značilnost tal in potresni vpliv

Lokacija objekta in značilnosti temeljnih tal morajo biti taki, da v primeru potresa ne obstaja nevarnost porušitve tal, nestabilnost pobočij in trajnih posedkov zaradi utekočinjenja. Potresno nevarnost v večini primerov uporabe določa en sam parameter, in sicer referenčna vrednost največjega pospeška a_{gR} . Potresno gibanje je v okviru *SIST EN 1998-1* na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov oziroma t. i. elastičnega spektra odziva. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, ki jih obravnavamo ločeno, predstavljene pa so z istim spektrom. Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, se pri projektiranju v splošnem dovoljuje, da se uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearnoelastičnemu odzivu.

Projektni spekter $S_d(T)$ za vodoravni komponenti potresnega vpliva je opisan z izrazi (*SIST EN 1998-1: 3.2.2.7*):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

T – nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

a_g – projektni (računski) pospešek tal za tla tipa A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

S – koeficient tal

$$\eta - \text{korekcijski faktor zaradi dušenja, } \eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \quad (\eta=1,0 \text{ pri } 5\% \text{ dušenju}) \quad (3.5)$$

T_B - spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_C - zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_D – vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika (Preglednica 2),

$S_d(T)$ – projektni spekter,

q – faktor obnašanja,

β – faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru, priporočena vrednost pa je

$\beta = 0,2$

Preglednica 2: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočeni elastični spekter odziva (*SIST EN 1998-1:2005/A101: OPOMBA 3.2.2.1(4)*)

Tip tal	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

3.2 Kombinacije vplivov in delni varnostni faktorji za materiale

Varnost konstrukcije v primeru potresa je opisana z verjetnostno funkcijo, ki je odvisna od verjetnosti nastanka potresa in sposobnosti konstrukcije, da bo obtežbo prevzela. V skladu z zahtevami Evrokoda *EC8-1* in Evrokoda *EC0* se projektna vrednost vpliva kombinacije obtežb v potresni situaciji E_d , t. j. projektna vrednost upogibnih momentov, osnih in prečnih sil v situaciji, ko preverjamo potresno odpornost konstrukcije, določi s kombinacijo vseh nastopajočih vplivov.

Različne kombinacije vplivov, pri čemer vsaka kombinacija vključuje en prevladujoči vpliv in en nezgodni vpliv, so (*SIST EN 1990: 6.4.3*):

- kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

- kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

- kombinacije vplivov za potresna projektna stanja:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

$G_{k,j}$ – karakteristična vrednost stalnega vpliva (stalne obtežbe in lastne teže) j , ki pride v poštev,

P – vpliv prednapetja, če ta pride v poštev,

γ – različni delni varnostni faktorji (*SIST EN 1990: 2004*),

A_{Ed} – projektna vrednost vpliva potresa (potresne obtežbe),

$Q_{k,i}$ – karakteristična vrednost kvazi stalnega spremenljivega vpliva (koristne obtežbe) i , ki pride v poštev,

$\psi_{0,1}$ – faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva (*SIST EN 1990: 2004*),

$\psi_{1,1}$ – faktor za pogosto vrednost spremenljivega vpliva (*SIST EN 1990: 2004*),

$\psi_{2,1}$ – faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva (*SIST EN 1990: 2004*).

3.3 Kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

V Evrokodu 8 so kombinacije učinkov vplivov razdeljene na vodoravne in navpične komponente,

pozornost pa bo namenjena le horizontalnim komponentam. Na splošno je treba upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno. Vodoravni komponenti se kombinirata na naslednji način:

- neodvisno se izračuna odziv za vsako komponento posebej, nato pa se uporabi pravilo za kombinacijo vpliva posameznih nihajnih oblik (*SIST EN 1998-1: 4.3.3.3.2*);

- učinek potresnega vpliva se lahko zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračuna z naslednjima kombinacijama, pri čemer se morata upoštevati obe kombinaciji:

$$a) E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad (3.9)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (3.10)$$

pri tem je:

"+" kombinirano z

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v vodoravni smeri x konstrukcije,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v vodoravni smeri y konstrukcije.

Pri opisanih kombinacijah je treba za vsako komponento izbrati tisti predznak, ki ima neugodnejši vpliv na obravnavan učinek. (*SIST EN 1998-1: 4.3.3.5.1*)

3.4 Račun pomikov

Pri opravljeni linearni analizi se pomiki, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunajo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi izraza: $d_s = q_d d_e$

$$(3.11)$$

d_s – pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektne potresnega vpliva,

q_d – faktor obnašanja za pomike, predpostavljeno je, da je kar enak q ,

d_e – pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektne spektra (*SIST EN 1998-1: 4.3.4*).

3.4.1 Omejitev etažnih pomikov

Skladno z Evrokodi je treba etažne pomike omejiti za naslednje primere:

a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \nu \leq 0,005 h \quad (3.12)$$

b) za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h \quad (3.13)$$

c) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije ne vplivajo nanje:

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad (3.14)$$

d_r – projektne etažni pomik opredeljen v (*SIST EN 1998-1: 4.4.2.2(2)*), izračunan po enačbi (3.11)

h – etažna višina,

ν – redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z omejitvijo poškodb (*SIST EN 1998-1: 4.4.3.2*).

$\nu = 0,5$ (II. kategorija pomembnosti)

3.5 Vpliv teorije drugega reda

Vpliva teorije drugega reda ni treba upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (3.15)$$

θ – koeficient občutljivosti za etažne pomike,

P_{tot} – celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju,

d_r – projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže,

V_{tot} – celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,

h – višina etaže.

Če je $0,1 < \theta \leq 0,2$, se lahko približno upošteva teorijo drugega reda, tako da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem $\frac{1}{1-\theta}$. Vrednost koeficienta ne sme preseči vrednosti 0,3. (*SIST EN 1998-1: 4.4.2.2*).

3.6 Faktor obnašanja q

Pri analizi lahko uporabimo metode teorije elastičnosti in upoštevamo sile, ki bi nastale pri elastičnem odzivu, vendar te sile zmanjšamo s faktorjem q . Po definiciji v Evrokodu 8 je faktor obnašanja q približek razmerja med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % dušenjem, če bi bil njen odziv popolnoma elastičen, in najmanjšo potresno silo, ki jo lahko upoštevamo pri projektiranju s konvencionalnimi elastičnimi modeli, pri čemer konstrukciji še lahko zagotovimo zadovoljiv odziv na potres. Faktor obnašanje je bil vpeljan zato, da upošteva sposobnost sipanja energije in ga je treba izpeljati za vsako smer posebej, upoštevajoč enačbo:

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (3.16)$$

q_o – osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema,

k_w – faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami (*SIST EN 1998-1: 5.2.2.2*). Glede na sposobnost sipanja histerezne energije imamo 3 stopnje duktilnosti, in sicer je DCH visoka, DCM srednja in DCL nizka; v Sloveniji je projektiranje dovoljeno le ob upoštevanju stopnje duktilnosti DCM in DCH.

3.6.1 Račun faktorja obnašanja q

Stavba, obravnavana v tej nalogi, je v konstrukcijskem smislu armiranobetonski skeletni okvir z opečnimi polnili, zato smo za račun faktorja q upoštevali naslednje enačbe:

- za okvirne sisteme, mešane sisteme in sisteme povezanih sten (sten z odprtini) je v preglednici 5.1 (*SIST EN 1998-1: 5.2.2.2*) faktor q_o za DCM - srednjo stopnjo duktilnosti:

$$q_o = 3,0 \alpha_u / \alpha_l \quad (3.17)$$

pod točko (5) istega podpoglavja je $\alpha_u / \alpha_l = 1,3$ za večetažne okvire z več polji ali večetažni mešani sistemi ekvivalentni okvirnemu (*SIST EN 1998-1: 5.2.2.2*).

- pod točko (11) istega podpoglavja je faktor $k_w = 1,00$ za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme (*SIST EN 1998-1: 5.2.2.2*), iz česar sledi:

$$q = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,9 \quad (3.18)$$

4 POTRESNA ODPORNOST ZIDANIH STAVB IN OKVIROV S POLNILI

Polja armiranobetonske ali jeklene okvirne konstrukcije se pogosto zapolnijo z opečnimi zidovi, ki se sezidajo med stebri in nosilci glavne konstrukcije. Zidane stene so za običajne razpone in vitkosti zidov dovolj močne, da vzdržijo vztrajnostne sile in druge vplive obtežbe pravokotno na svojo ravnino, hkrati pa nudijo tudi ustrezno zvočno zaščito. Zidana polnila so hkrati tudi predelne stene, ki določajo arhitekturno zasnovo in tloris stavbe po posebnih željah naročnikov in uporabnikov.

V primeru potresa zidano polnilo postane pomemben element konstrukcije, ki sodeluje pri prevzemu vodoravne obtežbe. Obnašanje opečnih polnil in interakcija z nosilno konstrukcijo je v veliki meri odvisna od kvalitete stika med opečnimi polnili in glavno nosilno konstrukcijo (Tomažević, 2009). Zidana polnila se praviloma tesno stikajo z glavno armiranobetonsko ali jekleno okvirno konstrukcijo. Čeprav se upoštevajo kot nekonstrukcijski element, zidana polnila med potresom vplivajo na obnašanje okvirne konstrukcije.

Dodatni ukrepi za okvire z zidanimi polnili, ki delujejo pretežno kot okviri in so zapolnjeni z zidanimi polnili brez posebnih zahtevanih lastnosti, so:

- a) Polnila so zgrajena po strditvi betona v okvirih.
- b) So v stiku z okvirom, vendar niso konstrukcijsko povezana z njim (z vezmi, stebrički, mozniki).
- c) Načeloma se upoštevajo kot nekonstrukcijski elementi. Pri sistemih iz betonskih sten ali mešanih sistemih, ekvivalentnim stenam se lahko sodelovanje zidanih polnil zanemari. (Tomažević, 2009)

Upoštevati je treba posledice tlorisne nepravilnosti in nepravilnosti po višini, ki jo povzročajo polnila. Prav tako je treba upoštevati veliko negotovost, povezano z obnašanjem polnil, kot je spremenljivost njihovih mehanskih lastnosti in njihove pritrditve na sosednji okvir in neenakomerno velikost poškodb med potresom (*SIST EN 1998 4.3.6.1*).

4.1 Nepravilnosti zaradi zidanih polnil

Izogibati se je treba močno nepravilnim, nesimetričnim ali neenakomernim razporeditvam polnil v tlorisu. Pri tem je treba upoštevati količino odprtih v polnilih. V primeru velikih nepravilnosti v tlorisu je treba za analizo konstrukcije uporabiti prostorski model. Polnila morajo biti vključena v model, poleg tega pa je treba opraviti študijo občutljivosti glede na položaj in lastnosti polnil. Posebno pozornost je treba posvetiti preverjanju podajnih strani tlorisa, to sta strani, ki sta bolj oddaljeni od strani, v kateri so polnila koncentrirana pri vplivu torzije, ki jo povzročajo polnila. Ker se nihajna doba stavbe zaradi togih polnil skrajša, so potresne sile po navadi večje, kot bi bile, če bi okvirna konstrukcija prosto zanihala. Zaradi povezanosti z glavno konstrukcijo na stičnih območjih med okvirom in polnili nastanejo interakcijske sile, ki vplivajo na obnašanje elementov okvirnega sistema in celotne konstrukcije. Vplivajo lahko v tolikšni meri, da se mehanizem obnašanja glavne konstrukcije bistveno spremeni.

Polnila, ki imajo več kot eno pomembno odprtino, pri čemer je pomembna odprtina na primer vrata ali okno, je treba v modelih zanemariti. Če zidana polnila niso pravilno razporejena, vendar njihova razporeditev ne povzroča tlorisne nepravilnosti, se ta nepravilnost lahko upošteva z dvojnimi ekscentričnimi učinkov naključne ekscentričnosti, izračunanih v skladu z *SIST EN 1998-1 4.3.3.2.4* in *4.3.3.3.3*.

Če obstajajo znatne nepravilnosti po višini, je treba povečati učinke potresnega vpliva na navpične elemente v ustreznih etažah. Če se ne uporablja natančnejši model, se upošteva, da je zahteva za znatne nepravilnosti po višini izpolnjena, če so izračunani učinki potresnega vpliva povečani s faktorjem

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (4.1)$$

ΔV_{Rw} – celotno zmanjšanje nosilnosti zidanih sten v etaži v primerjavi z etažo z več polnili nad njo,
 ΣV_{Ed} – vsota potresnih prečnih sil, ki delujejo na vse navpične primarne potresne elemente v obravnavani etaži.

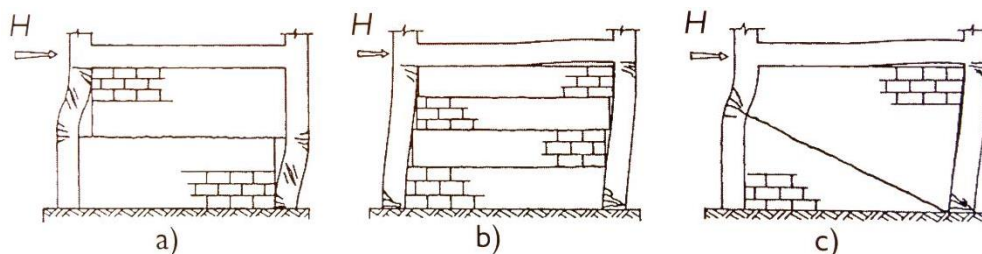
Če iz enačbe sledi, da je faktor η manjši od 1,1, učinkov vpliva ni treba spreminjati (SIST EN 1998-1 4.3.6.3, 4.3.6.3.1, 4.3.6.3.2).

4.2 Izvedba zidanih polnil v okvirnih konstrukcijah

Obstajata dve možnosti, kako kontrolirati obnašanje okvirnih konstrukcij z zidanimi polnili med potresom. Lahko izkoristimo odpornost zidovja in zidana polnila sezidamo kot del konstrukcijskega sistema; v tem primeru bodo polnila prevzela del potresne obtežbe, s svojimi poškodbami pa bodo sodelovala tudi pri sipanju energije celotne konstrukcije. Druga možnost je, da zidana polnila sezidamo kot sekundarne nekonstrukcijske elemente stavbe; pri tej možnosti moramo polnila ločiti od glavnega konstrukcijskega sistema s posebnimi detajli, tako da ne bodo ovirala nihanja glavne konstrukcije med potresom. Zidana polnila so v obeh primerih sezidana po končani gradnji glavne okvirne konstrukcije. Izvedba polnil je enostavna in ekonomična, kljub temu pa polnila lahko precej prispevajo k odpornosti glavne konstrukcije, zato se pogosto uporabijo kot element, s katerim utrdimo obstoječo podajno okvirno konstrukcijo in izboljšamo njeno neustrezno obnašanje med potresom. V primeru, ko se zidana polnila poškodujejo, preden nastanejo velike potresne sile, delujejo kot dušilci, ki preprečujejo velike vodoravne deformacije in s poškodbami sipajo energijo. (Tomažević, 2009) Eksperimentalne raziskave analize poškodb po potresih in obsežne raziskave v zadnjih desetletjih so pokazale, da o mehanizmih obnašanja okvirnih konstrukcij z zidanimi polnili ni enotnega pravila, takšne konstrukcije se lahko obnašajo na zelo različne načine, možnih mehanizmov obnašanja je veliko, odvisni so od razmerja med togostmi zidanega polnila in okvira, od kakovosti materialov ter od stika med polnilnim zidom in okvirom.

Tipični primeri porušnih mehanizmov (Slika 2):

- prestrižna porušitev zidanega polnila vzdolž ene od naležnih reg v območju polovice višine polnila in ločitev polnila na dva dela (Slika 2. a),
- prestrižna porušitev zidanega polnila vzdolž ene od naležnih reg in ločitev polnila na več delov, ki dopuščajo praktično neovirane deformacije stebrov (Slika 2. b),
- diagonalna natezna razpoka v polnilnem zidu navadno nastane, če je zidovje razmeroma močno, stik med zidovjem in okvirno konstrukcijo pa dobro zalit (Slika 2. c) (Tomažević, 2009).

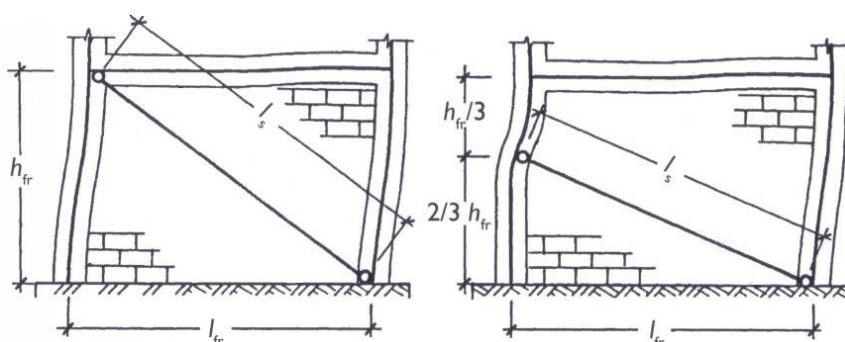


Slika 2: Tipični porušni mehanizmi armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili

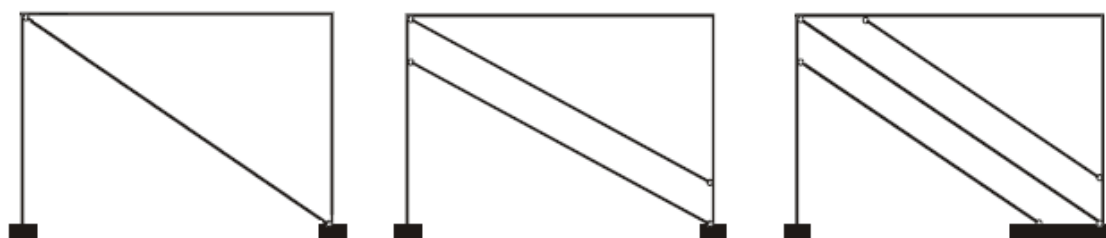
4.3 Modeliranje opečnih polnil

Togost okvira z zidanim polnilom pred nastankom razpok v polnilu se izračuna s pomočjo efektivne togosti enostavnega, enonadstropnega uokvirjenega panela z upoštevanjem strižnih in upogibnih deformacij ekvivalentnega prereza celotnega panela.

Obstaja več načinov, kako zajeti vpliv polnila na okvirno konstrukcijo v računskem modelu. V grobem obstaja delitev na mikro modele (lokalni modeli) in makro modele (globalni modeli) (Dolšek, 2002). Mikro modeli niso primerni za račun celotne konstrukcije, saj postanejo modeli preobsežni. Za analizo dejanskih konstrukcij se uporabljajo makro modeli, kjer polnilo predstavimo z enim ali dvema elementoma, katerima že predhodno določimo globalne mehanske lastnosti in implicitno zajamemo stik okvir-polnilo. Obstaja veliko globalnih modelov, zelo razširjena je metoda z nadomestno diagonalo, ki je nosilna le v tlaku pri čemer nastane pri tem porušnem mehanizmu diagonalna natezna razpoka prikazana na (Slika 2. c) (Dolšek, 2002). Zaradi cikličnega vpliva potresa predstavljata polnilo dve taki diagonalni. Po nastanku poškodb, ko se polnilo razdeli na več delov, se okvir obnaša kot kombinacija povezanega zidanega panela in poševno podprtega AB okvira (Tomaževič, 2009). Zaradi različnih porušnih mehanizmov ter lokalnih vplivov polnila na okvir obstajajo številne variante te metode, ki se razlikujejo po položaju priključnih členkov (Slika 3) ter številu diagonal (Slika 4).



Slika 3: Položaj priključitve nadomestne diagonale na okvirno konstrukcijo (Tomaževič, 2009)



Slika 4: Modeli z različnim številom nadomestnih diagonal

V tej nalogi je izvedena linearna elastična analiza okvira s polnili; pri tem upoštevamo, da je pri linearni elastični analizi najpomembnejši parameter zidanega polnila horizontalna togost nadomestne diagonale. Vpliv polnil je zajet z modelom nadomestnih diagonal. Vsako polnilo je modelirano z dvema diagonalama, ki sta nosilni le v tlaku. Nadomestna diagonalna je na okvir priključena na stičišču stebra in prečke. Začetna horizontalna togost nadomestne diagonale je povzeta po priporočilih Fardis (1996), ko je bilo izvedenih veliko število eksperimentov na armiranobetonskih okvirih s polnili na potresnih mizah, pseudodinamičnih preiskav na preizkušancih v naravnem merilu ter parametričnih analiz z matematičnim modeliranjem:

$$K_{el,h} = \frac{G_w A_w}{h_w} \quad (4.2)$$

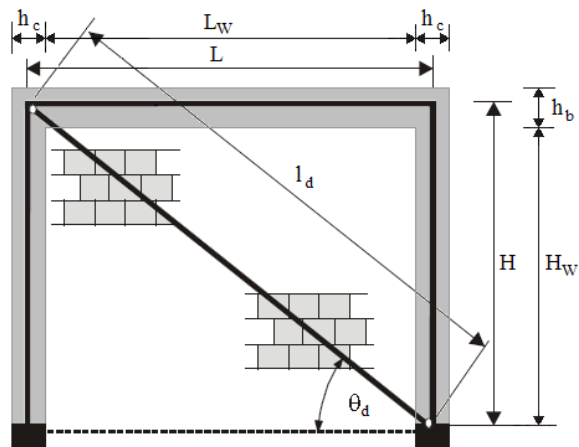
G_w - strižni modul polnila,

A_w - horizontalni prerez polnila,

h_w - višina polnila.

Ker je nadomestna diagonala pod kotom na horizontalno ravnino, moramo njeno začetno horizontalno togost pretvoriti po formuli:

$$K_{el,d} = \frac{K_{el,h}}{\cos^2 \theta_d} = \frac{G_w A_w}{h_w \cos^2 \theta_d} \quad (4.3)$$



Slika 5: Geometrijske lastnosti polnila

Lastnosti zidovja določajo lastnosti posameznih sestavnih materialov. Pri projektiranju zidanih konstrukcij uporabljamo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot sestavljen homogen konstrukcijski material. Izbrani parametri sicer niso dobljeni s konkretno preiskavo, temveč so vrednosti izbrane na osnovi obstoječih eksperimentalnih podatkov dobljenih v literaturi (Tomažević, 2009).

5 OPIS STAVBE

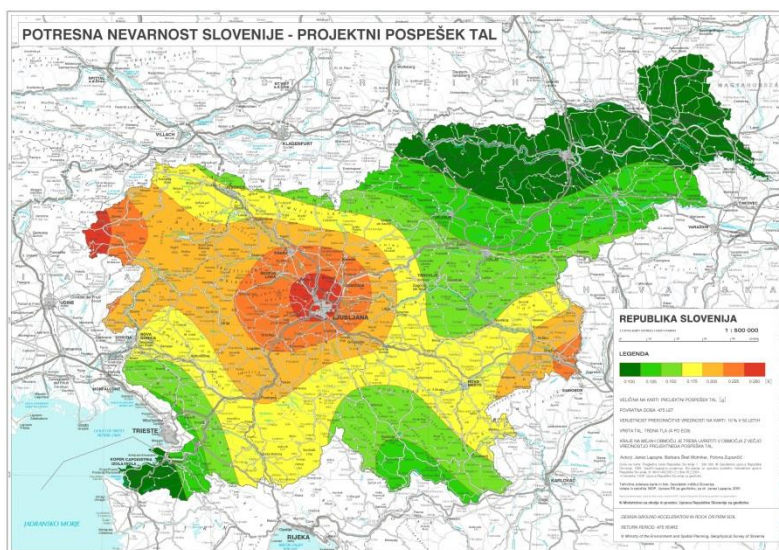
Obravnavani poslovni objekt je v Kamniku; objekt ima pritličje, kjer so trgovine, in eno nadstropje, kjer so pisarne. Nad prvim nadstropjem je leseno dvokapno ostrešje z nakloni $\alpha_1 = 75^\circ$ in $\alpha_2 = 18^\circ$ (Slika 6).



Slika 6: Objekt danes

Po pravilniku o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih je bilo za koeficient seizmičnosti izbrana vrednost $K_c = 0,04$, ki ustreza dobrim tlom. Pri računu potresnih obtežb po Evrokodu se je upošteval tip tal B in projektni pospešek tal $a_g = 0,225$ g (Slika 7).

Polnila so razporejena nesimetrično, kar je razvidno tudi s Slike 8 in Slike 9, in v vsaki etaži potekajo drugače. Opečna polnila so iz modularnih blokov dimenzij 290 x 190 x 290 mm; karakteristike materialov so navedene v točki 5.2 te naloge.

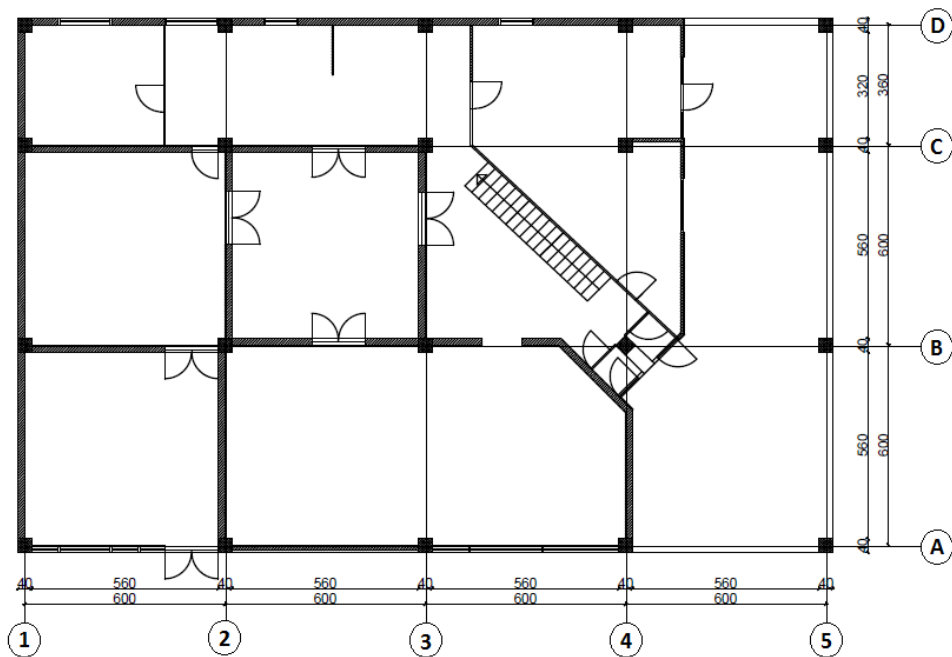


Slika 7: Projektni pospešek tal za Republiko Slovenijo

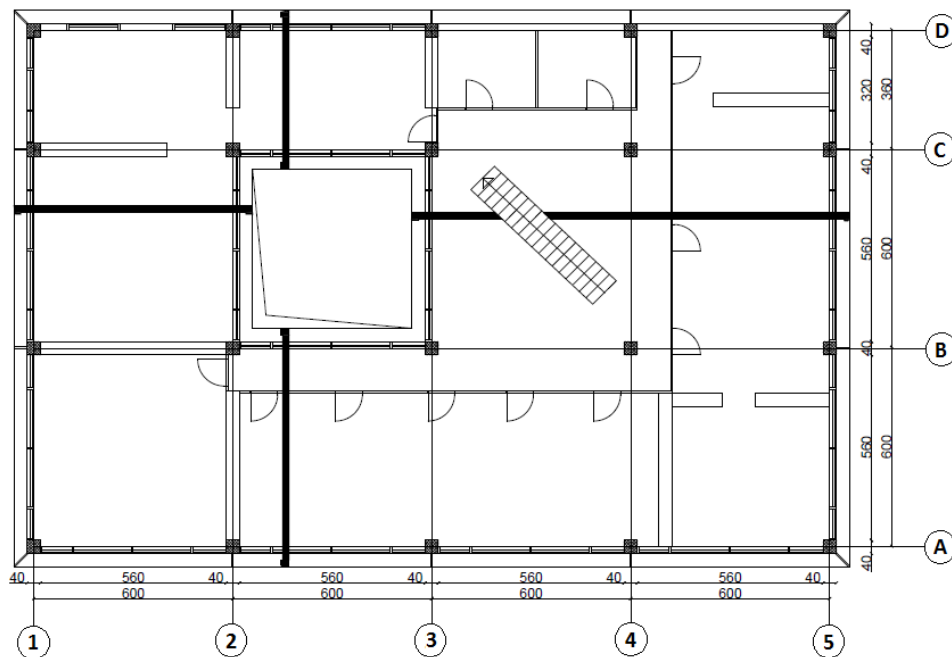
5.1 Statična zasnova objekta

Statična zasnova objekta so nosilni dvoetažni okvirji v vzdolžni in prečni smeri, katerih prečke tvorijo pas plošče med posameznimi stebri. Prerez stebrov je enoten, v obeh etažah ima dimenzijo 40/40 cm; stebri so na medsebojnem razmiku 6,0 metra v prečni smeri ter 6,0 metra in 3,6 metra v vzdolžni smeri (slika 8 in 9); plošče so debele 20 cm, so brez vut in so križem armirane. Robovi plošč, kamor nalegajo strešni nosilci ali predelne stene, so dodatno ojačene z utopljenimi nosilci. Na sredini stavbe je v plošči nad pritličjem med osmi 2 in 3 ter osmi B in C odprtina (Slika 9).

Temelji so točkovni in med seboj povezani z armiranobetonskimi temeljnimi vezmi. Računska nosilnost temeljnih tal v projektni dokumentaciji je 200 kN/m^2 .



Slika 8: Tloris pritličja



Slika 9: Tloris nadstropja

5.2 Karakteristika materiala

Za zagotovitev duktilnosti sta izbrana beton in jeklo ustrezne kakovosti, pri računih v skladu z Evrokodi pa se je upoštevalo materialni faktor za beton $\gamma_c = 1,5$ in delni varnostni faktor za jeklo $\gamma_s = 1,15$.

5.2.1 Beton

Marka betona, ki je upoštevana v projektni dokumentaciji, je MB 300; po Evrokodih upoštevamo razred betona C25/30.

Pri računu v skladu z Evrokodi je upoštevan trdnostni razred betona C25/30 z naslednjimi lastnostmi:

karakteristična tlačna trdnost	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul	$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža	$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

Po Pravilniku o tehničnih ukrepih in pogojih za beton in armirani beton so bile dovoljene napetosti v betonu odvisne od napetostnega stanja prereza, in sicer:

centrični pritisk	$\sigma_s = 0,8 \text{ kN/cm}^2$
upogib z normalno silo (ali brez nje)	$\sigma_r = 1,2 \text{ kN/cm}^2$
poševni upogib z normalno silo	$\sigma_r = 1,35 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul	$E_b = 3150 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža	$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

5.2.2 Jeklo

Pri računu v skladu s standardi Evrokod je uporabljeno jeklo za armaturo S500 B.

karakteristična meja plastičnosti	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična meja elastičnosti	$f_{tk} = 65 \text{ kN/cm}$
elastični modul	$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$

V projektni dokumentaciji je bila izbrana gladka armatura označbe Č 0200; gre za vrsto mehkega betonskega jekla Č24/36.

minimalna meja plastičnosti	$\sigma_{vk} = 24 \text{ kN/cm}^2$
minimalna pretržna napetost	$f_{ak} = 36 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul	$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$

5.2.3 Opeka

Pri projektiranju zidanih konstrukcij uporabljamo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot homogen konstrukcijski material. Izbrani parametri niso dobljeni s konkretno preiskavo, temveč so vrednosti izbrane na osnovi obstoječih eksperimentalnih podatkov, dobljenih v literaturi (Tomažević, 2009). Za opeko trdnosti $f_b = 15 \text{ MPa}$ in malto trdnosti $f_m = 5 \text{ MPa}$ velja:

karakteristična tlačna trdnost zidovja	$f_k = 0,45 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična strižna trdnost zidovja	$f_{vk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična natezna trdnost zidovja	$f_{tk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul (pravokotno na rege)	$E = 1000 \cdot f_k = 450 \text{ kN/cm}^2$
strižni modul:	$G = 50 \text{ kN/cm}^2$

6 RAČUN MAS IN VERTIKALNIH OBTEŽB NA KONSTRUKCIJO

Lastna teža je teža nosilne konstrukcije, pri čemer je upoštevana teža nosilcev, stebrov in plošč. Stalno obtežbo predstavljajo vsi nekonstrukcijski elementi (tlaki, obloge ...) in na konstrukcijo stalno pritrjene naprave.

6.1 Račun mas objekta v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih

Za račun potresne obtežbe je najprej treba izračunati mase etaž. Pri masi etaž je upoštevana lastna teža plošče, stalna teža in koristna obtežba. Pri lastni teži plošče je upoštevana tudi teža stebrov, in sicer za ploščo nad pritličjem celotna teža stebrov, za ploščo nad prvim nadstropjem pa le polovica teže stebrov. V projektni dokumentaciji se je upoštevala koristna obtežba $2,0 \text{ kN/m}^2$, teža predelnih sten pa se ni upoštevala.

6.1.1 Masa plošče nad pritličjem

Masa plošča in obtežbe na ploščo nad pritličjem so se izračunale v preglednici 3 in preglednici 4.
Preglednica 3: Masa plošče nad pritličjem

lastna teža plošče		$0,2 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3$	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$
stalna teža	parket	$0,02 \text{ m} \cdot 8,5 \text{ kN/m}$	$= 0,17 \text{ kN/m}^2$
	estrih	$0,04 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kN/m}^3$	$= 0,88 \text{ kN/m}^2$
	izolacija	$0,016 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ kN/m}^3$	$= 0,10 \text{ kN/m}^2$
teža polnil	<i>(enačbi (6.5),(6.6))</i>		$= 1,73 \text{ kN/m}^2$
		Σ	$= 7,88 \text{ kN/m}^2$
koristna obtežba			$= 2,0 \text{ kN/m}^2$

Preglednica 4: Velikost obtežb plošče nad pritličjem

lastna in stalna teža	$7,88 \text{ kN/m}^2 \cdot (24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m} - 5,6 \text{ m} \cdot 5,6 \text{ m})$	$= 2829,2 \text{ kN}$
koristna obtežba	$0,5 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m} - 5,6 \text{ m} \cdot 5,6 \text{ m})$	$= 359,0 \text{ kN}$
teža stebrov	$20 \cdot (0,4 \text{ m})^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,06$	$= 244,8 \text{ kN}$
		$G_1 = 3433,0 \text{ kN}$
		$m_1 = 350,0 \text{ t}$

6.1.2 Masa plošče nad nadstropjem

Masa plošča in obtežbe na ploščo nad nadstropjem so se izračunale v preglednici 5 in preglednici 6.
Preglednica 5: Masa plošče nad pritličjem

lastna teža plošče		$0,2 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3$	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$
stalna teža	estrih	$0,04 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kN/m}^3$	$= 0,88 \text{ kN/m}^2$
	izolacija	$0,016 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ kN/m}^3$	$= 0,10 \text{ kN/m}^2$
		Σ	$= 5,98 \text{ kN/m}^2$
koristna obtežba			$= 2,0 \text{ kN/m}^2$

Preglednica 6: Velikost obtežb plošče nad nadstropjem

lastna in stalna teža	$5,98 \text{ kN/m}^2 \cdot 24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$	= 2334,6 kN
koristna obtežba	$0,5 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$	= 390,4 kN
teža stebrov	$0,5 \cdot 20 \cdot (0,4 \text{ m})^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,06$	= 122,4 kN
teža strehe	$2,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$	= 819,8 kN
		$G_2 = 3667,2 \text{ kN}$
		$m_2 = 373,8 \text{ t}$

Opomba: Vrednosti so vzete iz statičnega računa.

6.2 Račun porazdeljenih obtežb v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih

Po takrat veljavnih predpisih so se varnostni faktorji upoštevali že pri dovoljenih napetostih v betonu, te pa so bile odvisne od napetostnega stanja prereza (glej točko 5.2.1). Vrednosti porazdeljenih obtežb so se upoštevale tako, kot so izračunane v Preglednici 4 in 6.

6.3 Račun mas v skladu z Evrokodi

Za določanje projektnega potresnega vpliva je treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so v sledeči kombinaciji vplivov:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{SIST EN 1998-1 3.2.4}) \quad (6.1)$$

kjer je koeficient $\psi_{E,i}$:

$$\psi_{E,i} \text{ (kategorija B: pisarne)} = 0,3$$

$$\psi_{E,i} \text{ (kategorija H: strehe)} = 0$$

$$\Sigma \psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (\text{SIST EN 1998-1 4.2.4}) \quad (6.2)$$

pri čemer so vrednosti φ podane v Preglednici 4.2 v SIST EN 1998-1:

$$\varphi \text{ (kategorija A-C, 1. etaža)} = 0,5$$

$$\varphi \text{ (kategorija A-F, vrhnja etaža)} = 1,0$$

$$\text{masa etaže nad pritličjem:} \quad m_1 = m_{g1} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot m_{q1} \quad (6.3)$$

$$\text{masa etaže nad nadstropjem:} \quad m_2 = m_{g2} \quad (6.4)$$

6.3.1 Plošča nad pritličjem

Za račun mas v skladu z Evrokodi se je prav tako kot v točki 5.3.1 upoštevalo nekatere vrednosti iz projektne dokumentacije, vrednosti koristne obtežbe in obtežbe, ki so posledica predelne stene, pa so upoštewane v skladu z Evrokodi. Za vse predelne stene, katerih lastna teža je med 1,0 kN/m in 2,0 kN/m, znaša nadomestna površinska obtežba $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Upoštevalo se je še premične predelne stene, pri tem da razporeditev predelne stene iz projektne dokumentacije ni razvidna.

Predelne stene, katerih lastna teža presega 3,0 kN/m, upoštevamo kot linijsko obtežbo na mestu predelne stene; v tej nalogi so se za polnila uporabili modularni bloki 290 x 190 x 190 mm. Izračun za m^2 teže polnil je razviden v Preglednici 7:

Preglednica 7: Sestava opečne predelne stene in njena teža

		g (kN/m²)
modularni blok 19 cm	$16,6 \text{ kom/m}^2 \cdot 0,082 \text{ kN/kom}$	1,36
malta	$0,008 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3$	0,15
omet	$0,04 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3$	0,72
	Σ	2,23

Upoštevam, da sta višina in dolžina opečnih polnil različni, in sicer tako kot je kasneje razvidno v točki 8.4 te naloge, se upošteva za polnila z oznako P_1 (3,06/6,0 m), P_2 (3,06/3,6 m), P_3 (1,0/6,0 m) in P_4 (1,0/3,6m):

$$G_{op,p} = 2,23 \cdot (11 \cdot (3,06 \cdot 6,0) + 2 \cdot (3,06 \cdot 3,6) + 8 \cdot (1,0 \cdot 6,0) + 2 \cdot (1,0 \cdot 3,6)) = 622,6 \text{ kN} \quad (6.5)$$

$$g_{op,p} = 622,6 / (24,4 \cdot 16,0 - 5,6 \cdot 5,6) = \mathbf{1,73 \text{ kN/m}^2} \quad (6.6)$$

Grede so dimenzij 40/40 cm pri tem, da je plošča debeline 20 cm, zato dodatno upoštevamo težo gred:

$$G_{gred} = 0,2 \cdot 0,4 \cdot 25,0 \cdot (26 \cdot 6,0 + 5 \cdot 3,6) = 348,0 \text{ kN} \quad (6.7)$$

$$g_{gred,p} = 348,0 / (24,4 \cdot 16,0 - 5,6 \cdot 5,6) = \mathbf{0,97 \text{ kN/m}^2} \quad (6.8)$$

$$g_{gred,l} = 348,0 / (24,4 \cdot 16,0) = \mathbf{0,89 \text{ kN/m}^2} \quad (6.9)$$

Masa in velikost obtežb plošče nad pritličjem se je izračunala v Preglednici 8 in 9:

Preglednica 8: Velikost obtežb plošče nad pritličjem

lastna teža plošče		$0,2 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3$	$= 5,0 \text{ kN/m}^2$
stalna teža	parket	$0,02 \text{ m} \cdot 8,5 \text{ kN/m}$	$= 0,17 \text{ kN/m}^2$
	estrih	$0,04 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kN/m}^3$	$= 0,88 \text{ kN/m}^2$
	izolacija	$0,016 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ kN/m}^3$	$= 0,10 \text{ kN/m}^2$
	predelne stene		$= 0,8 \text{ kN/m}^2$
	opečna polnila		$= 1,73 \text{ kN/m}^2$
	grede		$= 0,97 \text{ kN/m}^2$
		Σ	$= 9,65 \text{ kN/m}^2$
koristna obtežba	poslovno-prodajne površine (B)		$= 2,0 \text{ kN/m}^2$

Masa etaže

Preglednica 9: Masa plošče nad pritličjem

lastna in stalna teža	$9,65 \text{ kN/m}^2 \cdot (24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m} - 5,6 \text{ m} \cdot 5,6 \text{ m})$	$= 3464,7 \text{ kN}$
koristna obtežba	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m} - 5,6 \text{ m} \cdot 5,6 \text{ m})$	$= 107,7 \text{ kN}$
teža stebrov	$20 \cdot (0,4 \text{ m})^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,06$	$= 244,8 \text{ kN}$
		$G_1 = 3817,2 \text{ kN}$
		$m_1 = 389,1 \text{ t}$

6.3.2 Plošča nad nadstropjem

Masa in velikost obtežb plošče nad nadstropjem se je izračunala v Preglednici 10:

Preglednica 10: Velikost obtežb plošče nad nadstropjem

lastna teža plošče	$5,98 \text{ kN/m}^2 \cdot 24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$	$= 2334,6 \text{ kN}$
polovica teže stebrov	$0,5 \cdot 20 \cdot (0,4 \text{ m})^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,06$	$= 244,8 \text{ kN}$
teža strehe	$2,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$	$= 819,8 \text{ kN}$
teža gred		$= 348,0 \text{ kN}$
koristna obtežba	$0 \cdot 0,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 24,4 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$	$= 0 \text{ kN}$
		$G_2 = 3647,2 \text{ kN}$
		$m_2 = 371,8 \text{ t}$

6.4 Račun porazdeljenih obtežb v skladu z Evrokodi

Streha je dostopna le za normalno vzdrževanje in popravila in zato sodi v kategorijo H. Za to kategorijo je s standardom predpisana koristna obtežba $q_l = 0.4 \text{ kN/m}^2$, ki pa se v potresni obtežni kombinaciji ne upošteva. Prav tako se v skladu z določili standarda *SIST EN 1990* v

potresni obtežni kombinaciji ne upoštevata obtežbi vetra in snega, saj je objekt na nadmorski višini, ki je nižja od 1000 m (*SIST EN 1990:2004 dodatek A: Preglednica A.1.1*).

6.4.1 Obtežba snega

Obtežba snega je definirana v *SIST EN 1991-1-3:2004/A101*. Kamnik je v coni A2, na nadmorski višini $A = 380$ m. Karakteristična obtežba snega na tleh se izračuna kot:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,65 \text{ kN/m}^2 \quad (6.10)$$

Iz obtežbe snega na tleh izračunamo obtežbo na strehi:

$$s_1 = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,65 = 1,32 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{kot strehe } \alpha_1 = 18^\circ) \quad (6.11)$$

$$s_2 = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,65 = 0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{kot strehe } \alpha_2 = 75^\circ) \quad (6.12)$$

(*SIST EN 1991-1-3: 2004 Preglednica 5.2*)

Ker je del strehe, kjer je kot strehe $\alpha > 60^\circ$ faktor $\mu = 0$, se je upoštevala obtežba snega le na tistem delu strehe, kjer je kot strehe $\alpha_1 = 18^\circ$. Zato se je reducirala porazdeljena obtežba snega na celotno etažo:

$$s = \frac{A_1}{A} s_1 = \frac{(16,0 \cdot 24,4 - 4 \cdot 0,65 \cdot (24,4 + 2,0))}{24,4 \cdot 16,0} \cdot 1,32 = 1,08 \text{ kN/m}^2 \quad (6.13)$$

6.4.2 Porazdeljena obtežba na plošči nad pritličjem

Porazdeljene obtežbe so izračunane v točkah 6.3.1 in 6.3.2, zaradi večje preglednosti pa so še enkrat napisane (Preglednica 11).

Preglednica 11: Velikost obtežb plošče nad pritličjem

lastna teža plošče			= 5,0 kN/m ²
stalna teža			= 1,15 kN/m ²
predelne stene			= 0,8 kN/m ²
opečna polnila			= 1,73 kN/m ²
grede			= 0,97 kN/m ²
		G₁	= 9,65 kN/m²
koristna obtežba	poslovno-prodajne površine (B)	Q₁	= 2,0 kN/m²

6.4.3 Porazdeljena obtežba na plošči nad nadstropjem

Obtežbe so določene enako kot v točki 6.4.2 te naloge (Preglednica 12).

Preglednica 12: Velikost obtežb plošče nad nadstropjem

lastna teža plošče			= 5,0 kN/m ²
stalna teža			= 0,98 kN/m ²
teža ostrešja			= 2,10 kN/m ²
teža gred			= 0,89 kN/m ²
		G₂	= 8,97 kN/m²
koristna obtežba	normalno vzdrževanje (H)	Q₂	= 0,4 kN/m²
obtežba snega		Q_s	= 1,08 kN/m²

7 KOMBINACIJE OBTEŽB

Pri določevanju obremenitev elementov skladno z Evrokodi upoštevamo naslednje obtežne kombinacije, pri čemer se za obtežbe na ploščo nad prvim nadstropjem upošteva, da je bolj merodajna obtežba snega, zato se obtežba zaradi popravil in vzdrževanja v obtežnih kombinacijah ne upošteva.

7.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja

$$\text{KOM 1: } 1,35 \Sigma G + 1,50 Q_1 + 0,0 Q_2 + 0,75 Q_s \quad (7.1)$$

$$\text{KOM 2: } 1,35 \Sigma G + 1,05 Q_1 + 0,0 Q_2 + 1,50 Q_s \quad (7.2)$$

7.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja

$$\text{KOM 3: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 1,0 E_x + 0,30 E_y + 1,0 M_t \quad (7.3)$$

$$\text{KOM 4: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 1,0 E_x + 0,30 E_y - 1,0 M_t \quad (7.4)$$

$$\text{KOM 5: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 1,0 E_x + 0,3 E_y + 1,0 M_t \quad (7.5)$$

$$\text{KOM 6: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 1,0 E_x + 0,3 E_y - 1,0 M_t \quad (7.6)$$

$$\text{KOM 7: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 1,0 E_x - 0,3 E_y + 1,0 M_t \quad (7.7)$$

$$\text{KOM 8: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 1,0 E_x - 0,3 E_y - 1,0 M_t \quad (7.8)$$

$$\text{KOM 9: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 1,0 E_x - 0,3 E_y + 1,0 M_t \quad (7.9)$$

$$\text{KOM 10: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 1,0 E_x - 0,3 E_y - 1,0 M_t \quad (7.10)$$

$$\text{KOM 11: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 0,3 E_x + 1,0 E_y + 1,0 M_t \quad (7.11)$$

$$\text{KOM 12: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 0,3 E_x + 1,0 E_y - 1,0 M_t \quad (7.12)$$

$$\text{KOM 13: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 0,3 E_x + 1,0 E_y + 1,0 M_t \quad (7.13)$$

$$\text{KOM 14: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 0,3 E_x + 1,0 E_y - 1,0 M_t \quad (7.14)$$

$$\text{KOM 15: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 0,3 E_x - 1,0 E_y + 1,0 M_t \quad (7.15)$$

$$\text{KOM 16: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q + 0,3 E_x - 1,0 E_y - 1,0 M_t \quad (7.16)$$

$$\text{KOM 17: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 0,3 E_x - 1,0 E_y + 1,0 M_t \quad (7.17)$$

$$\text{KOM 18: } 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 1,0 Q - 0,3 E_x - 1,0 E_y - 1,0 M_t \quad (7.18)$$

Število kombinacij je lahko tudi manjše, ker programa ETABS.v9.7 (CSI, 2009) in SAP2000.v15 (CSI, 2011) omogočata uporabo ovojnic za obtežne kombinacije. Zaradi te opcije je mogoče nekatere od kombinacij tudi združiti v eno.

8 POTRESNA OBTEŽBA IN ODPORNOST

Stavba se je analizirala na štiri različne načine, in sicer:

- v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih, veljavnim v času projektiranja konstrukcije;
- v skladu z Evrokodi, z upoštevanjem pravokotnih prerezov za grede in brez upoštevanja opečnih polnil;
- v skladu z Evrokodi, z upoštevanjem T prerezov za grede in brez upoštevanja opečnih polnil;
- v skladu z Evrokodi, z upoštevanjem T prerezov in upoštevanjem opečnih polnil.

8.1 Potresna obtežba v skladu s pravilnikom o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih področjih

Po tedaj veljavnih predpisih so dovoljene napetosti materiala za potresno obtežbo povečane s faktorjem 1,5, momenti pa so reducirani s faktorjem 0,67. Dimenzioniralo se je na običajne dopustne napetosti, pri čemer se je vpliv polnil zanemaril, leseno ostrešje nad prvim nadstropjem pa se je upoštevalo le kot del obtežbe. Vrednosti, ki so uporabljene v računih, so vzete iz statičnega računa. V vodoravni smeri se predpostavlja, da je merodajna potresna obtežba, v vertikalni smeri pa obtežba snega, zato je obtežba vetra v tej nalogi zanemarjena. Za geometrijo in ostale podatke se je upoštevalo vrednosti iz statičnega računa in načrtov stavbe. Stavbo se je analiziralo posebej v smeri X (v vzdolžni smeri stavbe) in smeri Y (v prečni smeri stavbe).

8.1.1 Potresna obtežba v vzdolžni smeri stavbe (smer X)

Nosilni elementi v vzdolžni smeri so štirje enaki okvirji, zato se v nadaljnjem računu obravnava en okvir z $\frac{1}{4}$ obtežbe v vsaki smeri:

$$G_{1v} = G_1/4 = 3433,0/4 = 858,3 \text{ kN} \quad (8.1)$$

$$G_{2v} = G_2/4 = 3667,2/4 = 916,8 \text{ kN} \quad (8.2)$$

Račun horizontalnih potresnih sil je:

$$S_{ik} = K_c \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik} \cdot Q_k \quad (\text{točka 2.1 te naloge}) \quad (8.3)$$

Opomba: V statičnem računu je upoštevana vrednost $\beta_i = 1,5$ po približni metodi z upoštevanjem vrednosti (točka 2.6 Pravilnika o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na potresnih območjih)

Račun potresnih sil v smeri X je prikazan v Preglednici 13:

Preglednica 13: Potresne sile v smeri X

etaža	Q_k (kN)	h_k (m)	$Q_k h_k$ (kNm)	$Q_k h_k^2$ (kNm ²)	η_k
1	858,3	3,06	2626,2	8036,3	0,595
2	916,8	6,12	5610,8	34338,2	1,190
			$\Sigma = 8237,1$	$\Sigma = 42374,5$	

$$\eta_k = h_k \frac{\sum_{j=1}^n Q_j h_j}{\sum_{j=1}^n Q_j h_j^2} \quad (\text{poglavje 2.1 glej točko 2.5}) \quad (8.4)$$

Potresne sile:

$$S_{1v} = 0,04 \cdot 1,50 \cdot 0,595 \cdot 858,3 = 30,6 \text{ kN} \quad (8.5)$$

$$S_{2v} = 0,04 \cdot 1,50 \cdot 1,190 \cdot 916,8 = 65,4 \text{ kN} \quad (8.6)$$

Sila S_1 in sila S_2 delujeta na posamezen okvir.

$$\frac{4 \cdot S_{1v} + 4 \cdot S_{2v}}{G_1 + G_2} = \frac{4 \cdot 30,6 + 4 \cdot 65,4}{3433,0 + 3667,2} = 0,054 = \quad (8.7)$$

5,4 % celotne teže konstrukcije predstavlja potresna obtežba v vzdolžni smeri.

8.1.2 Potresna obtežba v prečni smeri stavbe (smer Y)

Nosilni elementi v prečni smeri so sestavljeni iz petih enakih okvirjev, zato se v nadaljnjem računu obravnava en okvir z 1/5 obtežbe v vsaki smeri:

$$G_{1p} = G_1/5 = 3433,0/5 = 686,6 \text{ kN} \quad (8.8)$$

$$G_{2p} = G_2/5 = 3667,2/5 = 733,4 \text{ kN} \quad (8.9)$$

Račun potresnih sil v smeri Y je prikazan v Preglednici 14:

Preglednica 14: Potresne sile v smeri Y

etaža	Q_k (kN)	h_k (m)	$Q_k h_k$ (kNm)	$Q_k h_k^2$ (kNm ²)	η_k
1	686,6	3,06	2101,0	6429,0	0,595
2	733,4	6,12	4488,4	27470,6	1,190
			$\Sigma = 6589,6$	$\Sigma = 33899,6$	

Potresne sile

$$S_{1p} = 0,04 \cdot 1,50 \cdot 0,595 \cdot 686,6 \text{ kN} = 24,5 \text{ kN} \quad (8.10)$$

$$S_{2p} = 0,04 \cdot 1,50 \cdot 1,190 \cdot 733,4 \text{ kN} = 52,4 \text{ kN} \quad (8.11)$$

$$\frac{5 \cdot S_{1p} + 5 \cdot S_{2p}}{G_1 + G_2} = \frac{5 \cdot 24,5 + 5 \cdot 52,4}{3433,0 + 3667,2} = 0,054 = 5,4 \% \quad (8.12)$$

5,4 % celotne teže konstrukcije predstavlja potresna obtežba v prečni smeri.

8.2 Potresna obremenitev konstrukcije v skladu z Evrokodi ob upoštevanju pravokotnih prereзов pri modeliranju gred

S programom ETABS so bile izračunane potresne sile v skladu z Evrokodi, nihajni časi pa po Rayleighovi metodi. Pri tem se je upoštevalo tip tal B, faktor obnašanja $q = 3,9$ in projektni pospešek tal $a_{gR} = 0,225 \text{ g}$. Objekt spada v II. kategorijo pomembnosti, ki velja za stavbe, pri čemer je faktor pomembnosti $\gamma_I = 1,0$

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,225 \text{ g} \quad (8.13)$$

Vertikalni pospešek je izračunan iz horizontalnega pospeška

$$a_{vg} = a_{gR} \cdot 0,9 = 0,203 \text{ g} \quad (8.14)$$

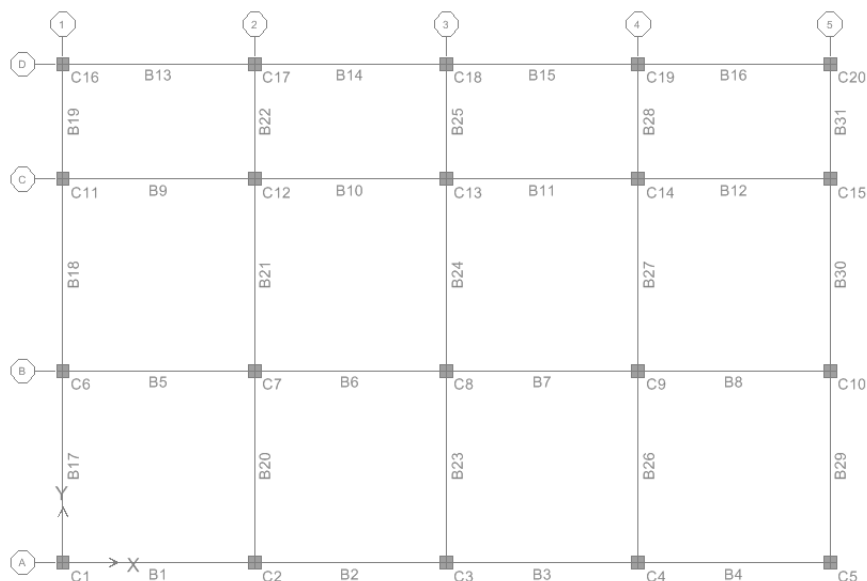
V skladu z *SIST EN 1998-1:4.3.3.5.2.(1)* se vertikalni pospešek zanemari, če je $a_{vg} < 0,25 \text{ g}$.

Karakteristike materiala so se upoštevale v skladu s točko 5 te naloge, pri definiciji prereзов pa se je reduciralo vztrajnostne momente in strižne prereze za 50 %.

Obtežne kombinacije so se upoštevale, kot je podano v točki 7.1 in 7.2 te naloge, prav tako se je v programu uporabila opcija ENV – envelope, kar pomeni, da program naredi ovojnico rezultatov analize konstrukcije za ustrezne obtežne vplive in kombinacije ter v ovojnici upošteva absolutno največje rezultate notranjih statičnih količin in pomikov konstrukcije.

Vpliv potresnega gibanja se lahko nastavi tako, da se vnese projektne pospeške tal a_g , faktor obnašanja q ter tip tal. Prav tako program lahko upošteva vpliv slučajne ekscentričnosti, tako da izmakne maso iz težišča za 0,05 dolžine oziroma širine celotnega objekta.

Grede in stebri so se v programu označili zato, da je jasno razvidno, katere grede in stebre se obravnava v naslednjih točkah (Slika 10).



Slika 10: Oznaka gred in stebrov v programu ETABS

8.2.1 Rezultati analize z upoštevanjem pravokotnih prerezov pri modeliranju gred

Po ustrezno vnešenih karakteristikah, kombinacijah in geometriji se je izvedla analiza, sledilo je odčitavanje rezultatov in njihova obdelava (Preglednica 15).

Preglednica 15: Pomiki in etažne sile za model s pravokotnim prerezom gred

etaža	u_x (cm)	u_y (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	P_{tot} (kN)
2	1,37	1,26	847,8	847,8	5360
1	0,72	0,67	1291,5	1291,5	10798

8.2.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda

Z dobljenimi rezultati smo v skladu z enačbo $\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10$ (3.15) preverili, ali je treba upoštevati teorijo drugega reda (Preglednica 16).

Preglednica 16: Kontrola vpliva teorije drugega reda za model s pravokotnim prerezom gred

etaža	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	θ_x	θ_y	kontrola
2	2,54	2,30	0,05	0,05	se izide
1	2,81	2,61	0,08	0,07	se izide

Ker koeficient θ ne presega vrednosti 0,1, ni treba upoštevati teorije drugega reda.

8.2.3 Kontrola omejitve etažnih pomikov

V skladu z enačbo $d_s = q_d d_e$ (3.11) smo preverili, katerim od pogojev (3.12), (3.13), (3.14) ustrezajo etažni pomiki (Preglednica 17).

Preglednica 17: Kontrola omejitve etažnih pomikov za model s pravokotnim prerezom gred

etaža	$d_{r,x} \nu$ (cm)	$d_{r,y} \nu$ (cm)	$0,005 h$	$0,0075 h$	kontrola
2	1,27	1,15	1,53	2,23	se izide
1	1,40	1,30	1,53	2,23	se izide

Kriterij za neduktilne nekonstrukcijske elemente v skladu z enačbo (3.12) se izide.

8.2.4 Nihajni časi

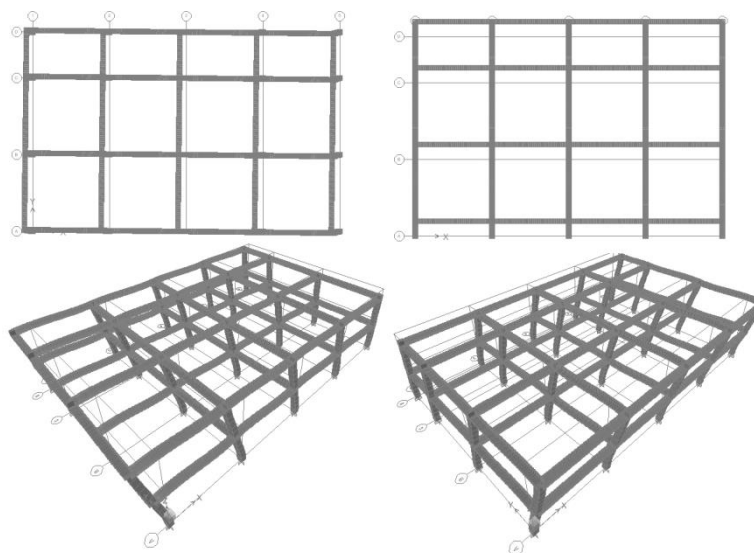
Nihajna časa za vsako smer posebej izračunamo z Rayleighjevo metodo (npr. glej Fajfar, 1984) in to tako, da v že izdelanem modelu v programu ETABS definiramo še dodatne vodoravne sile posebej v smeri X in smeri Y v vsaki etaži posebej, pri čemer se upošteva, da sile delujejo v masnem središču. Upošteva se, da so predpostavljene sile f razporejene po trikotniku, pomiki u_p so izračunani s predpostavljenimi silami, m_e pa je masa posamezne etaže. Postopek računa nihajnega časa je prikazan v Preglednici 18, končni rezultati pa so razvidni v enačbah 8.15 in 8.16. Na Sliki 11 pa je prikazana deformirana konstrukcija v smeri X in Y.

Preglednica 18: Račun nihajnih časov za model s pravokotnim prerezom gred

etaža	h_i (m)	f_i (kN)	$m_{e,i}$ (t)	$u_{x,i}$ (m)	$u_{y,i}$ (m)	$u_{x,i}^2 \cdot m_i$	$u_{x,i} \cdot f_i$	$u_{y,i}^2 \cdot m_i$	$u_{y,i} \cdot f_i$
2	3,06	1000	371,8	0,0157	0,0143	0,0916	15,7	0,0760	14,30
1	3,06	500	389,1	0,0082	0,0076	0,0262	4,1	0,0225	3,80
						Σ 0,1178	19,8	0,0985	18,10

Iz dobljenih rezultatov lahko izračunamo nihajne čase za vsako smer posebej, in sicer z enačbo:

$$T_{l,x} = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma u_{x,i}^2 \cdot m_i}{\Sigma u_{x,i} \cdot f_i}} = 0,484 \text{ s}; \quad T_{l,y} = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma u_{y,i}^2 \cdot m_i}{\Sigma u_{y,i} \cdot f_i}} = 0,463 \text{ s} \quad (8.15);(8.16)$$



Slika 11: Deformirana konstrukcija v smeri X in Y

8.3 Potresna obremenitev konstrukcije v skladu z Evrokodi z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred

Upoštevali smo dimenzije stebra 40/40 cm, za dimenzije gred pa smo upoštevali vpliv sodelujočih širin, in sicer:

- pri gredah ob zunanjih stebrih se upošteva, da se sodelujoča širina na vsaki strani poveča za $2h_f$,
- pri gredah ob zunanjih stebrih, ki so postavljene pravokotno na obravnavano gredo, se celotna sodelujoča širina poveča za $2h_f$,
- pri gredah ob notranjih stebrih, če v prečni smeri greda glede na obravnavano gredo, se sodelujoča širina na vsaki strani poveča za $4h_f$ (SIST EN 1998: 5.4.3.1.1(3)).

Zunanji steber

$$\text{notranja greda } b_{eff} = 40 \text{ cm} + 4 \cdot 20 \text{ cm} = 120 \text{ cm} \quad (8.17)$$

$$\text{zunanja greda } b_{eff} = 40 \text{ cm} + 2 \cdot 20 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \quad (8.18)$$

$$\text{Notranji steber } b_{eff} = 40 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 200 \text{ cm} \quad (8.19)$$

$$\text{Višina pasnice: } h_f = 20 \text{ cm} \quad \text{Višina stojine: } h_s = 20 \text{ cm}$$

8.3.1 Rezultati analize z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred

Po ustrezno vnešenih karakteristikah, kombinacijah in geometriji se je v programu ETABS izvedla analiza, sledilo je odčitavanje rezultatov in njihova obdelava (Preglednica 19).

Preglednica 19: Pomiki in etažne sile za model s T prerezi gred

etaža	u_x (cm)	u_y (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	P_{tot} (kN)
2	1,26	1,17	847,8	847,8	5360
1	0,68	0,63	1291,5	1291,5	10798

8.3.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda

Z dobljenimi rezultati smo v skladu z enačbo $\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10$ (3.15) preverili, ali je treba upoštevati teorijo drugega reda (Preglednica 20).

Preglednica 20: Kontrola vpliva teorije drugega reda za model s T prerezi gred

etaža	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	θ_x	θ_y	kontrola
2	2,26	2,11	0,05	0,04	izide
1	2,65	2,46	0,07	0,07	izide

Ker koeficient θ ne presega vrednosti 0,1, ni treba upoštevati teorijod drugega reda.

8.3.3 Kontrola omejitve etažnih pomikov

Enako kot v točki 8.2.3 smo naredili kontrolo etažnih pomikov (Preglednica 21).

Preglednica 21: Kontrola omejitve etažnih pomikov za model s T prerezi gred

etaža	$d_{r,x} \nu$ (cm)	$d_{r,y} \nu$ (cm)	0,005 h	0,0075 h	kontrola
2	1,13	1,06	1,53	2,30	izide
1	1,33	1,23	1,53	2,30	izide

Kriterij za neduktilne nekonstrukcijske elemente v skladu z enačbo (3.12) se izide.

8.3.4 Nihajni časi

Nihajne čase izračunamo enako kot v točki 8.2.4 (Preglednica 22).

Preglednica 22: Račun nihajnih časov za model s pravokotnim prerezom gred

etaža	h_i (m)	f_i (kN)	$m_{e,i}$ (t)	$u_{x,i}$ (m)	$u_{y,i}$ (m)	$u_{x,i}^2 \cdot m_i$	$u_{x,i} \cdot f_i$	$u_{y,i}^2 \cdot m_i$	$u_{y,i} \cdot f_i$
2	3,06	1000	371,8	0,0145	0,0132	0,0782	14,5	0,0648	13,20
1	3,06	500	389,1	0,0078	0,0072	0,0237	3,9	0,0202	3,60
					Σ	0,1018	18,4	0,0850	16,80

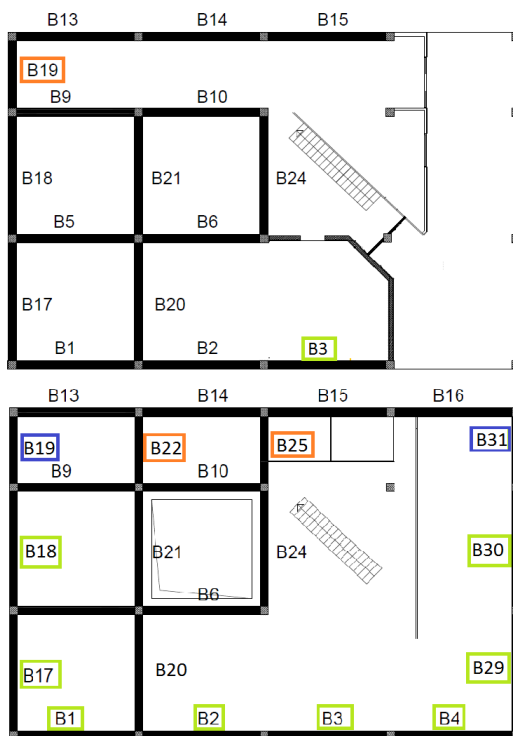
Iz dobljenih rezultatov lahko izračunamo nihajne čase za vsako smer posebej, in sicer z enačbo:

$$T_{l,x} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_{x,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{x,i} \cdot f_i}} = 0,467 \text{ s}; \quad T_{l,y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_{y,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{y,i} \cdot f_i}} = 0,447 \text{ s} \quad (8.20);(8.21)$$

Če je višina grede večja od debeline plošče, potem je običajno, da upoštevanje sodelujoče širine bistveno poveča togost konstrukcije. Za naš primer konstrukcije temu ni tako, saj je višina grede enaka debelini plošče. Zato upoštevanje sodelujoče širine plošče bistveno ne prispeva k povečanju togosti konstrukcije.

8.4 Potresna obremenitev z upoštevanjem vpliva opečnih polnil

Potresno obremenitev stavbe z upoštevanjem opečnih polnil upoštevamo tako, kot je bilo opisano v 4. poglavju, pri čemer upoštevamo ustrezne karakteristike materiala (5. poglavje). V načrtih je podano, kje so opečna polnila (Slika 12), pri čemer se je zaradi večje preglednosti upoštevalo oznake gred (Slika 10) tudi za opečna polnila. Model konstrukcije se je izvedel s programom SAP2000, ki je v veliki meri podoben programu ETABS, obstajajo pa manjše razlike v določenih nastavitvah.



Slika 12: Oznaka opečnih polnil v pritličju in v nadstropju

Z uporabo enačb (4.2) in (4.3) se je izračunalo začetno togost polnila ter diagonale, s katero modeliramo polnilo. Ker sta višini etaž enaki in razmiki med stebri 3,6 m ali 6,0 m ter ob upoštevanju večjih odprtin, so polnila razporejena v štiri skupine (Preglednica 23).

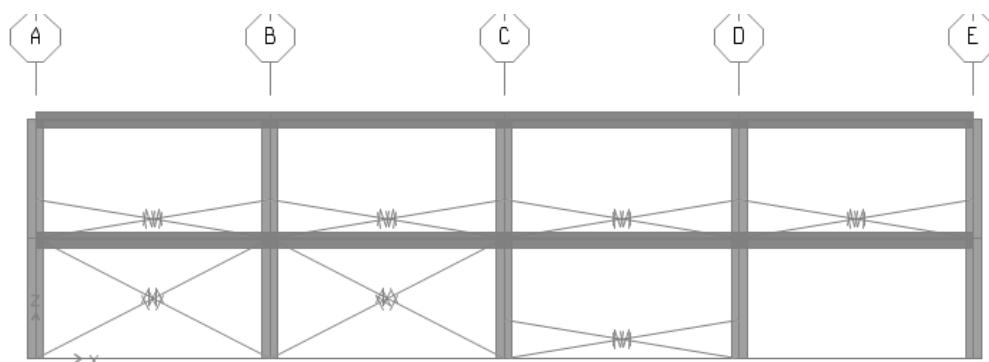
Preglednica 23: Račun začetnih togosti opečnih polnil

Oznaka polnila	l_w (cm)	h_w (cm)	t_w (cm)	h_c (cm)	h_b/b_b (cm)	l_d (cm)	G_w (kN/cm ²)	θ_d (°)	$K_{e,d}$ (kN/cm)
P ₁	560	296	19	40	40/40	674	50	27,0	2265
P ₂	320	296	19	40	40/40	472	50	40,4	1769
P ₃	560	100	19	40	40/40	608	50	9,5	5468
P ₄	320	100	19	40	40/40	374	50	15,5	3274

Pri tem upoštevamo, da so polnila (Slika 12) oznake za polnila:

- P₁** oznaka za polnila: v pritličju: B1, B2, B3, B5, B6, B9, B10, B13, B14, B15, B17, B18, B19, B20, B21, B24,
v nadstropju: B5, B6, B9, B10, B13, B14, B15, B16, B20, B21, B24
- P₂** oznaka za (rdeča barva): v pritličju: B19
v nadstropju: B22, B25
- P₃** oznaka za (zelena barva): v nadstropju: B1, B2, B3, B4, B17, B18, B29, B30
- P₄** oznaka za (modra barva): v nadstropju: B19, B31

Ker se za opečna polnila zanemari natezno nosilnost, se je v programu SAP2000 za modeliranje polnil upošteval element *Gap*, ki prenaša obremenitve le v tlaku. Takšen vpliv se lahko upošteva v primeru nelinearne statične analize. Pri nelinearni analizi je treba potresne sile in vplive zaradi slučajne ekscentričnosti najprej izračunati in šele nato vnesti v program v obliki točkovnih sil in momentov. Plošča se pri nelinearni analizi ni modelirala, bila pa je upoštevana kot toga diafragma. Porazdeljene vertikalne obtežbe na ploščo so se preračunale na linijske obtežbe na grede po trapeznem pravilu. Togost polnil je zaradi razpokanosti prereзов reducirana s faktorjem 0,5 (Slika 13).



Slika 13: Modelirana polnila v osi 1 v programu SAP2000

8.4.1 Nihajni časi

Nihajne čase izračunamo tako kot v točki 8.2.4 (Preglednica 24):

Preglednica 24: Račun nihajnih časov za model z opečnimi polnili

etaža	h_i (m)	f_i (kN)	$m_{e,i}$ (t)	$u_{x,i}$ (m)	$u_{y,i}$ (m)	$u_{x,i}^2 \cdot m_i$	$u_{x,i} \cdot f_i$	$u_{y,i}^2 \cdot m_i$	$u_{y,i} \cdot f_i$
2	3,06	1000	371,8	0,0038	0,0071	0,0054	3,8	0,0185	7,05
1	3,06	500	389,1	0,0018	0,0042	0,0012	0,9	0,0070	2,12
Σ						0,0067	4,7	0,0255	9,17

Iz dobljenih rezultatov lahko izračunamo nihajne čase za vsako smer posebej, in sicer z enačbo:

$$T_{l,x} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_{x,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{x,i} \cdot f_i}} = 0,236 \text{ s} \quad T_{l,y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_{y,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{y,i} \cdot f_i}} = 0,331 \text{ s} \quad (8.22);(8.23)$$

Ker je v smeri X več opečnih polnil (Slika 13), se je v tej smeri tudi nihajni čas temu ustrezno bolj zmanjšal, v smeri Y pa manj.

8.4.2 Račun potresnih sil in vpliv slučajne ekscentričnosti

Ker sta oba nihajna časa v smeri X in Y med vrednostima $T_B \leq T_{l,x}$; $T_{l,y} \leq T_C$, projektni spekter $S_d(T)$ za vodoravni komponenti potresnega vpliva izračunamo s pomočjo enačbe:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,225 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot 2,5/3,9 = 0,173 \text{ g} \quad (8.24)$$

Potresne prečne sile v smeri X in Y izračunamo kot produkt celotne mase konstrukcije, vrednosti v projektnem spektru pospeškov pa pri nihajnem času T_I tal in faktorja λ :

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = (371,8 + 389,1)t \cdot 0,173 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,0 = 1291,9 \text{ kN} \quad (8.25)$$

Razporeditev vodoravnih potresnih sil lahko določimo z enačbo (SIST EN 1998-1: 4.3.3.2.3):

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j m_j} \quad (8.26)$$

Pri tem je treba upoštevati negotovost, povezano s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, zato premaknemo masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (\text{SIST EN 1998-1: 4.3.2}) \quad (8.27)$$

e_{ai} = naključna ekscentričnost mase v etaži i , pri čemer se ta upošteva v isti smeri v vseh etažah,

L_i = tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti z upoštevanjem pozitivnega in negativnega

predznaka dobimo štiri obtežne primere $\pm M_{Ex}$ in $\pm M_{Ey}$ (Preglednica 25), ki jih združimo v ovojnico M_t in upoštevamo v obtežnih kombinacijah:

$$M_{Xi} = e_{Xi} \cdot F_{Xi} = 0,05 \cdot L_{Yi} \cdot F_{Xi} \quad (8.28)$$

$$M_{Yi} = e_{Yi} \cdot F_{Yi} = 0,05 \cdot L_{Xi} \cdot F_{Yi} \quad (8.29)$$

Upoštevam še to, da sta sili $F_{x,i}$ in $F_{y,i}$ enaki.

Preglednica 25: Prečne sile in torzijski momenti zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti

Etaža	m_i (t)	z_i (m)	F_i (kN)	$L_{x,i}$ (m)	$L_{y,i}$ (m)	$e_{x,i}$ (m)	$e_{y,i}$ (m)	$M_{x,i}$ (kNm)	$M_{y,i}$ (kNm)
2	371,8	6,12	848,1	24,4	16,0	1,22	0,8	678,5	1034,7
1	389,1	3,06	443,8	24,4	16,0	1,22	0,8	355,0	541,4

Upoštevati moramo tudi pozitivne in negativne predznake in tako dobimo štiri različne obtežne primere $\pm M_{x,i}$ in $\pm M_{y,i}$, ki jih kombiniram z ostalo obtežbo, kot je navedeno v točki 7.2 te naloge.

8.4.3 Rezultati analize z upoštevanjem sodelujočih širin za grede

Po ustrezno vnesenih karakteristikah, kombinacijah in geometriji se je v programu SAP2000 izvedla analiza in dobljeni so bili sledeči rezultati (Preglednica 26):

Preglednica 26: Pomiki in etažne sile za model z opečnimi polnili

etaža	u_x (cm)	u_y (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	P_{tot} (kN)
2	0,44	0,77	848,1	848,1	5382
1	0,21	0,44	1291,9	1291,9	10842

8.4.4 Kontrola vpliva teorije drugega reda

Z dobljenimi rezultati smo v skladu z enačbo $\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10$ (3.15) preverili, ali je treba upoštevati teorije drugega reda (Preglednica 27).

Preglednica 27: Kontrola vpliva teorije drugega reda za model z opečnimi polnili

etaža	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	θ_x	θ_y	kontrola
2	0,91	1,27	0,02	0,03	izide
1	0,82	1,72	0,02	0,05	izide

Ker koeficient θ ne presega vrednosti 0,1 ni treba upoštevati teorije drugega reda.

8.4.5 Kontrola omejitve etažnih pomikov

Tako kot v točki 8.2.3 smo naredili kontrolo etažnih pomikov (Preglednica 28).

Preglednica 28: Kontrola omejitve etažnih pomikov za model z opečnimi polnili

etaža	$d_{r,x} \nu$ (cm)	$d_{r,y} \nu$ (cm)	0,005 h	kontrola
2	0,46	0,64	1,53	izide
1	0,41	0,86	1,53	izide

Kriterij za neduktilne nekonstrukcijske elemente v skladu z enačbo (3.12) se izide pri $\alpha = 0,005$.

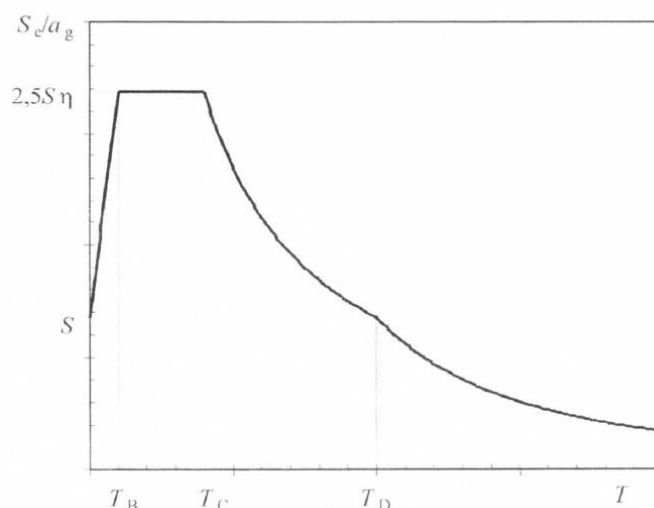
8.5 Primerjava rezultatov za različne modele

Po izvedenih analizah se je primerjalo še rezultate analize konstrukcije na osnovi različnih modelov. Primerjava potresnih sil je prikazana v Preglednici 29, primerjava nihajnih časov in pomikov etaž pa v Preglednici 30.

Preglednica 29: Primerjava potresnih sil za različne modele konstrukcije in za različne predpise

	Po pravilniku veljavnem za časa projektiranja konstrukcije	Okvir brez upoštevanja opečnih polnil, kvadratne grede	Okvir brez upoštevanja opečnih polnil, T-prerezi za grede	Okvir z upoštevanjem opečnih polnil, T-prerezi za grede
Potresne sile v smeri X (kN)	384,0	1291,5	1291,5	1291,9
Potresne sile v smeri Y (kN)	384,0	1291,5	1291,5	1291,9

Čeprav so nihajni časi za različne modele konstrukcije v skladu z Evrokodi zelo različni, so potresne sile enake, kar je povsem logično glede na standard, saj so vsi nihajni časi med T_B - spodnjo mejo nihajnega časa in zgornjo mejo T_C na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost (Slika 14).



Slika 14: Oblika elastičnega spektra (SIST EN 1998: Slika 3.1)

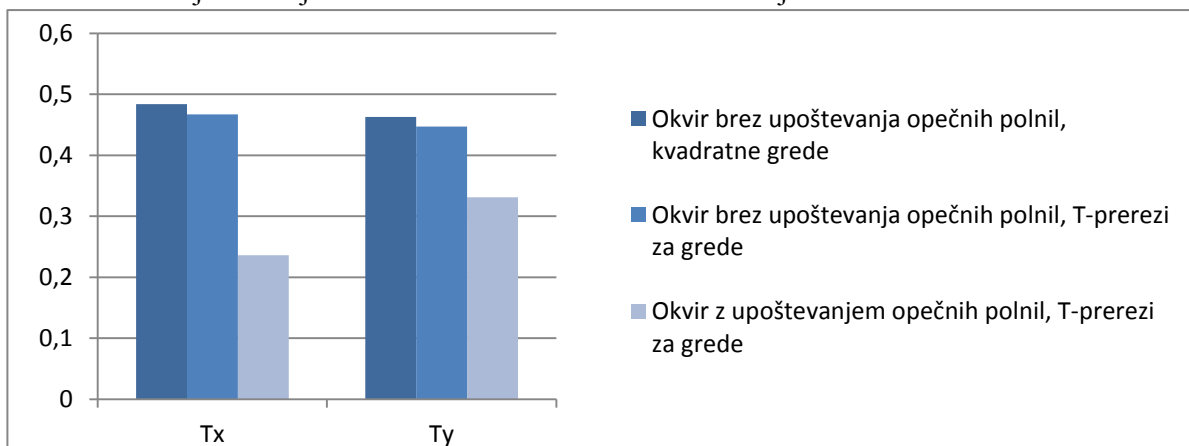
Primerjali smo tudi nihajne čase in pomike v smeri X in Y v obeh etažah za modele z upoštevanjem gred s kvadratnim prerezom, modelom z gredami s T prerezi in modelom z upoštevanjem opečnih polnil.

Preglednica 30: Primerjava nihajnih časov in pomikov za različne modele konstrukcije

	Okvir brez upoštevanja opečnih polnil, kvadratne grede	Okvir brez upoštevanja opečnih polnil, T-prerezi za grede	Okvir z upoštevanjem opečnih polnil, T-prerezi za grede
T_x (s)	0,484	0,467	0,236
T_y (s)	0,463	0,447	0,331
$u_{x,2}$ (cm)	1,37	1,26	0,44
$u_{x,1}$ (cm)	0,72	0,68	0,21
$u_{y,2}$ (cm)	1,26	1,17	0,77
$u_{y,1}$ (cm)	0,68	0,63	0,44

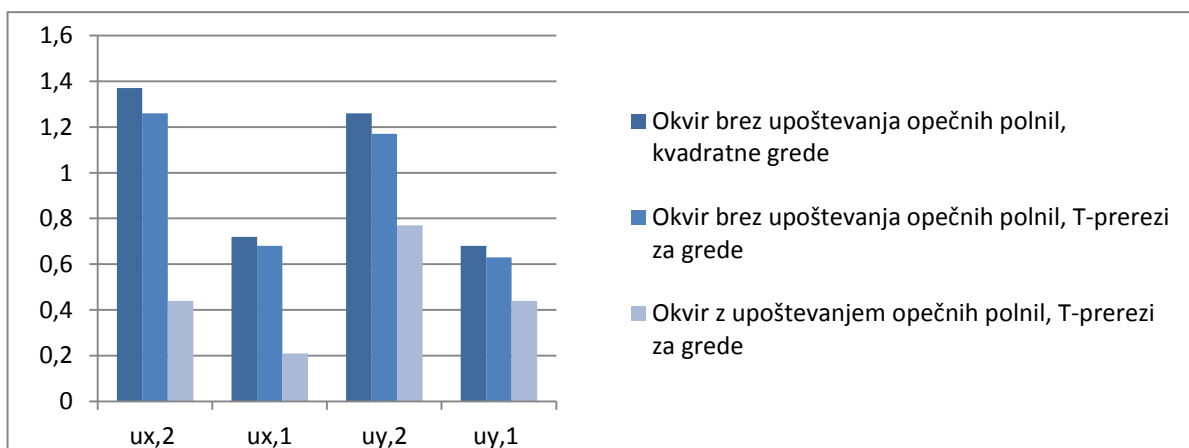
V primeru modela, ki upošteva vpliv opečnih polnil, se nihajni čas v smeri X in Y precej zmanjša; zato lahko sklepamo, da imajo opečna polnila velik vpliv na togost celotne konstrukcije, za to zgradbo še posebej v smeri X, saj je opečnih polnil v tej smeri zelo veliko (Slika 15).

Slika 15: Primerjava nihajnih časov za različne modele konstrukcije



Vse kontrole pomikov se izidejo skladno z Evrokodi, zato lahko zanemarimo tudi vpliv teorije drugega reda, kar je jasno razvidno iz preglednic v točkah 8.2.2, 8.3.2 in 8.4.4 (Slika 16).

Slika 16: Primerjava pomikov konstrukcije za različne modele konstrukcije



9 IZRAČUN POTREBNE ARMATURE

Izračun potrebne armature se je izvedel le za najbolj obremenjen steber v konstrukciji, ker bi dimenzioniranje vseh stebrov in gred močno presehalo obseg te diplomske naloge. Primerjalo se je količino armature iz projektne dokumentacije po takrat veljavnih predpisih, količino armature, potrebne za model konstrukcije z gredam s kvadratnim prerezom in T prerezi ter nazadnje še količino potrebne armature za model z upoštevanjem opečnih polnil in T prerezov za grede v skladu z Evrokodom 2. Pri primerjavi površine vgrajene armature in površine potrebne armature skladno z Evrokodi se je količina vgrajene armature zmanjšala za faktor razmerja mej plastičnosti vgrajenega jekla Č 0200, in armaturo, ki je bila upoštevana skladno z Evrokodi S500 B (točka 9.4).

9.1 Izračun potrebne armature v projektni dokumentaciji

Vzdolžna in prečna armatura se je v času projektiranja računala po metodi dopustnih napetosti, zato se je za potrebno armaturo vzelo rezultate analize iz projektne dokumentacije (Pezdirč, M. Projektna dokumentacija. 1978. ABC Pomurka) in te nato primerjalo z dobljenimi rezultati iz analize skladno z Evrokodom 2. Za stebre je bila armatura v projektni dokumentaciji izračunana iz obremenitve zaradi potresne obtežbe:

material: Č 0200, vrsta mehkega jekla Č24/36: minimalna meja plastičnosti $\sigma_{yk} = 24 \text{ kN/cm}^2$

potrebna konstruktivna armatura: $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$ (0,6 % prereza stebra)

potrebna prečna armatura: $\pm A_{sw} = 2,63 \text{ cm}^2$,

vzdolžna armatura 8 ϕ 14 ($A_{s,dej} = 12,3 \text{ cm}^2$) **stremena ϕ 6/ 25 cm**

9.2 Krovni sloj betona

V skladu s *SIST EN 1990* za priporočeno projektno življenjsko dobo za stavbe in običajne konstrukcije predpostavimo 50 let, to pa uvršča našo stavbo v 4. kategorijo priporočene projektne življenjske dobe. V skladu s *SIST EN 1992 EN 206-1* za opis okolja upoštevamo XC3, kar pomeni, da je beton v stavbah z zmerno ali visoko vlažnostjo zraka oziroma zunanji beton zaščiten pred dežjem.

Nazivni krovni sloj betona (*SIST EN 1992 4.4.1.1*):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \quad (9.1)$$

Najmanjša debelina krovnega sloja betona c_{min} (*SIST EN 1992 4.4.1.2*)

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (9.2)$$

$$c_{min} = \max \{ 16 \text{ mm}; 30 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \} = 30 \text{ mm} \quad (9.3)$$

opomba: predpostavimo $\phi 20$

Statično višino izračunamo po sledeči enačbi

$$d = h - c_{nom} - \phi/2 = 40 \text{ cm} - 4,0 \text{ cm} - 2,0 \text{ cm}/2 = 35,0 \text{ cm} \quad (9.4)$$

9.3 Izračun potrebne armature

Po opravljeni analizi modela v programu ETABS in SAP2000 se je na podlagi ovojnice notranjih statičnih količin izračunalo potrebno količino vzdolžne in prečne armature za najbolj obremenjeni steber, ki se je izračunala s programom Tower 6 (Radimpex, 2008), ki omogoča račun potrebne armature skladno z Evrokodom 2. Izračunalo se je še minimalno količino potrebne vzdolžne in prečne armature v primeru, da bi bila količina potrebne armature manjša od minimalne.

Pri računu prečne armature je najprej treba izračunati mejno prečno silo $V_{Rd,c}$, do katere pa prečne armature elementa ni treba računati (*SIST EN 1992:2005 6.2.2*):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (9.5)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,018 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,13] \cdot 350 \cdot 400 = 170,9 \text{ kN} \geq \\ [0,41 + 0,15 \cdot 3,13] \cdot 350 \cdot 400 = 123,1 \text{ kN} \quad (9.6)$$

V primeru, da je prečna sila V_{Ed} manjša od $V_{Rd,c}$, prečne armature elementa ni treba izračunati in v skladu s *SIST EN 1992-1-1* 9.2.2 namestimo le minimalno stremensko armaturo.

V primeru, da je prečna sila V_{Ed} večja od $V_{Rd,c}$ in manjša od $V_{Rd,max}$, je treba namestiti ustrezno prečno armaturo; v primeru, da je prečna armatura pravokotno na os nosilca ($\alpha = 90^\circ$), pa je strižna odpornost določena z enačbo *SIST EN 1992: 2005* (6.8)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (9.7)$$

Kjer računski armatura ni potrebna, armiramo z minimalno strižno armaturo

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25 \text{ Mpa}}}{500 \text{ Mpa}} = 0,0008 \quad (9.8)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,0008 \cdot 30 \text{ cm} \cdot \sin 90^\circ = 0,024 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (9.9)$$

Minimalni premer prečne armature je določen s $\phi 6$, pri tem da je maksimalna razdalja med stremeni $s_{cl,max}$ (*SIST EN 1992-1: 9.5.3(3)*):

$$s_{cl,max} = \min \begin{cases} 12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = \begin{cases} 12 \cdot 18 \text{ mm} = 216 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = 21,6 \text{ cm} \quad (9.10)$$

Glede na minimalno armaturo in določene konstrukcijske zahteve lahko izberemo

$2\sqrt{2}$ – strižno stremensko armaturo $\phi 6/20$ cm. Pri tem je potrebno dodati opombo, da nismo upoštevali povečanja prečne sile v stebri zaradi naleganja polnila na steber (del sile iz diagonale). Poleg tega pa smo projektno obremenitev določili na osnovi rezultatov analize konstrukcije in ne na osnovi postopka metode načrtovanja nosilnosti, kjer se projektna prečna sila določi iz upogibne nosilnosti na krajiščih stebrov. Če bi upoštevali kriterije standarda Evrokod 8, bi bila količina potrebne vzdolžne armature še večja.

Na razdalji do l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo ta območja obravnavati kot kritična območja. Kritična razdalja se lahko izračuna z izrazom (če nimamo bolj natančne informacije):

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 450 \text{ mm} \end{cases} = \begin{cases} 400 \text{ mm} \\ \frac{2660}{6} \text{ mm} = 443 \text{ mm} = 45 \text{ cm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases} \quad (9.11)$$

pri tem, da je l_{cl} svetla višina stebra, h_c pa večja dimenzija prečnega prereza stebra.

V kritičnih območjih stebrov je treba postaviti stremena s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost. Minimalni pogoji so, da razmik stremen s (v milimetrih) ne presega (*SIST EN 1998-1: 5.4.3.2.2 (10) P*):

$$s_{cl,max} = \min \begin{cases} b_0/2 \\ 175 \text{ mm} \\ 8 d_{bl} \end{cases} = \begin{cases} \frac{329}{2} \text{ mm} = 165 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot 18 \text{ mm} = 144 \text{ mm} \end{cases} = 14,4 \text{ cm} \quad (9.12)$$

pri tem, da je $b_0 = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 1,8 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm}/2 = 32,9 \text{ cm}$ najmanjša dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen), d_{bl} pa najmanjši premer vzdolžnih palic.

Izberemo $2\sqrt{2}$ – strižno stremensko armaturo $\phi 6/14$ cm

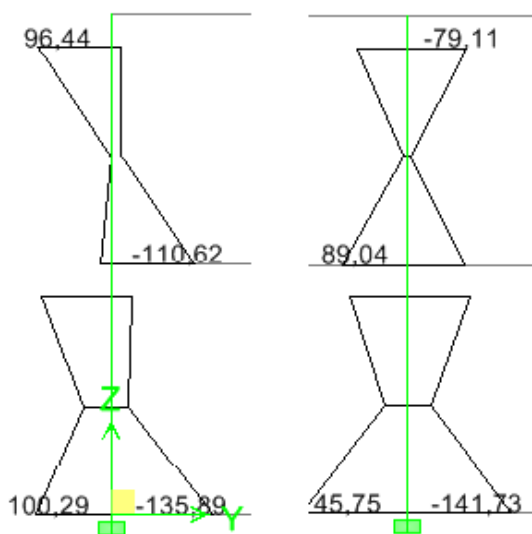
Prečno armaturo je treba dimenzionirati tudi v kritičnem območju (znotraj območja, določenega v računu 9.10), vendar bi ti izračuni spet preveč presežali obseg te diplomske naloge.

9.3.1 Izračun potrebne armature za najbolj obremenjen steber ob upoštevanju pravokotnih prereзов pri modeliranju gred

Po opravljeni analizi je bilo ugotovljeno, da je najbolj obremenjeni steber C2, ker prevzame največje momente in v primerjavi z ostalimi stebri sorazmerno majhno tlačno osno silo.

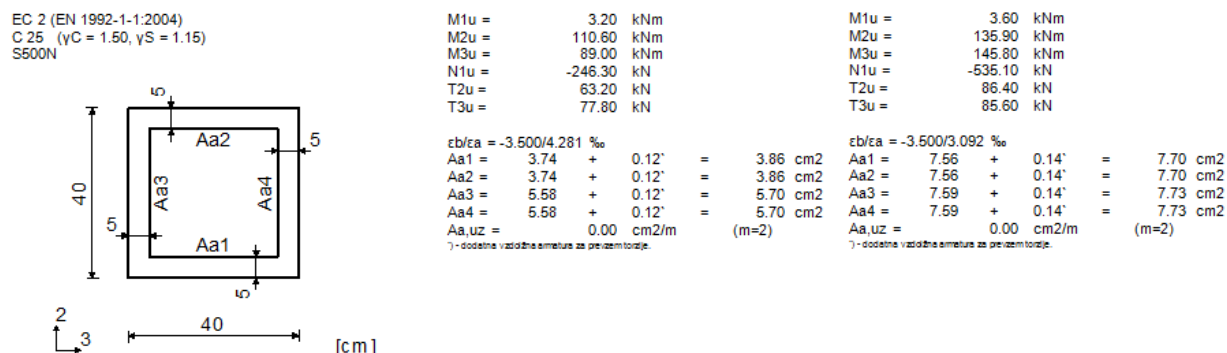
Na Sliki 17 sta prikazani ovojnici momentov M_x (v programu ETABS ima oznako Moment 2-2) in M_y (v programu ETABS ima oznako Moment 3-3) za steber C2.

Programa ETABS in SAP2000 imata opcijo izračunov vzdolžne in prečne armature v skladu z EC2 in EC8. Ker smo se omejili le na računanje skladno z EC2, lahko nastavimo v obeh programih stopnjo duktilnosti DCL. V tej nalogi se je potrebna armatura izračunala s pomočjo programa Tower 6, ki ima opcijo, da upošteva le EC2 in izračuna potrebno armaturo.



Slika 17: Ovojnice momentov M_x in M_y za steber C2

Notranje statične količine je treba ustrezno urediti; pri tem so upoštewane absolutne maksimalne vrednosti v etaži za prečne sile in upogibne momente, ki so se vnesle v program Tower 6. Program na podlagi vnešenih notranjih statičnih količin, karakteristik prereza in materialov, v skladu z EC2 izračuna potrebno vzdolžno in prečno armaturo. Na Sliki 18 je na levi prikazana geometrija prereza, nato velikost notranjih količin, pod njimi pa izračunana potrebna armatura. V levem stolpcu so vnešene notranje statične količine za steber v pritličju, v desnem pa za steber v prvem nadstropju.



Slika 18: Račun vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber ob upoštevanju pravokotnih prereзов za grede

Oznake, ki jih uporablja program Tower 6, so:

- $M1u$ je torzijski moment, ki ima v programu ETABS oznako T ,
- $M2u$ in $M3u$ sta upogibna momenta, ki imata v programu ETABS oznaki $M2$ in $M3$,

- $N1u$ je osna sila, ki ima v programu ETABS ima oznako P ,
- $T2u$ in $T3u$ sta prečni sili, v programu ETABS imata oznako $V2$ in $V3$.

Rezultate program izpiše za vsako stranico armature posebej, to so $Aa1$, $Aa2$, $Aa3$, in $Aa4$, pri čemer imata nasprotni stranici enak rezultat za potrebne armature. Zaradi prečnih sil, ki so manjše od $V_{Rd,c}$, program ne izračuna potrebne prečne armature, zato je potrebna le minimalna prečna armatura (glej $Aa_{uz} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Iz vseh teh rezultatov se je izbralo le še ustrezne armaturne palice (Preglednica 31), pri čemer je:

- A_s ploščina potrebne vzdolžne armature,
- ρ stopnja armiranja,
- A_{sw} ploščina potrebne prečne armature.

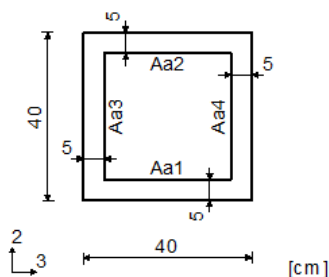
Preglednica 31: Potrebna armatura in izbrana armatura za model s pravokotnim prerezom gred

etaža	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} / \rho \text{ (%)}$	Izbrana vzdolžna armatura	Izbrana prečna armatura
2	19,12 / 1,2	8 ϕ 18	$\phi 8/14 \text{ cm } (2+\sqrt{2})$
1	30,86 / 1,9	8 ϕ 24	$\phi 8/14 \text{ cm } (2+\sqrt{2})$

9.3.2 Izračun potrebne armature za najbolj obremenjen steber z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred

Izračun potrebne armature se je izvedel enako kot v točki 9.3.1 (Slika 19), pri tem da je levi stolpec za steber v pritličju, desni pa za steber v prvem nadstropju :

EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
C 25 ($\gamma_C = 1.50$, $\gamma_S = 1.15$)
S500N



$M1u = 3.00 \text{ kNm}$
 $M2u = 107.10 \text{ kNm}$
 $M3u = 89.70 \text{ kNm}$
 $N1u = -245.00 \text{ kN}$
 $T2u = 62.70 \text{ kN}$
 $T3u = 74.70 \text{ kN}$

$eb/ea = -3.500/4.303 \text{ ‰}$
 $Aa1 = 3.65 + 0.11' = 3.77 \text{ cm}^2$
 $Aa2 = 3.65 + 0.11' = 3.77 \text{ cm}^2$
 $Aa3 = 5.45 + 0.11' = 5.56 \text{ cm}^2$
 $Aa4 = 5.45 + 0.11' = 5.56 \text{ cm}^2$
 $Aa_{uz} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (m=2)$
)- dodatne vzdolžne armature za prezem torsije.

$M1u = 3.40 \text{ kNm}$
 $M2u = 131.60 \text{ kNm}$
 $M3u = 142.40 \text{ kNm}$
 $N1u = -530.70 \text{ kN}$
 $T2u = 86.30 \text{ kN}$
 $T3u = 84.00 \text{ kN}$

$eb/ea = -3.500/3.116 \text{ ‰}$
 $Aa1 = 7.22 + 0.13' = 7.35 \text{ cm}^2$
 $Aa2 = 7.22 + 0.13' = 7.35 \text{ cm}^2$
 $Aa3 = 7.25 + 0.13' = 7.38 \text{ cm}^2$
 $Aa4 = 7.25 + 0.13' = 7.38 \text{ cm}^2$
 $Aa_{uz} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (m=2)$
)- dodatne vzdolžne armature za prezem torsije.

Slika 19: Račun vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber z upoštevanjem sodelujočih širin plošče pri modeliranju gred

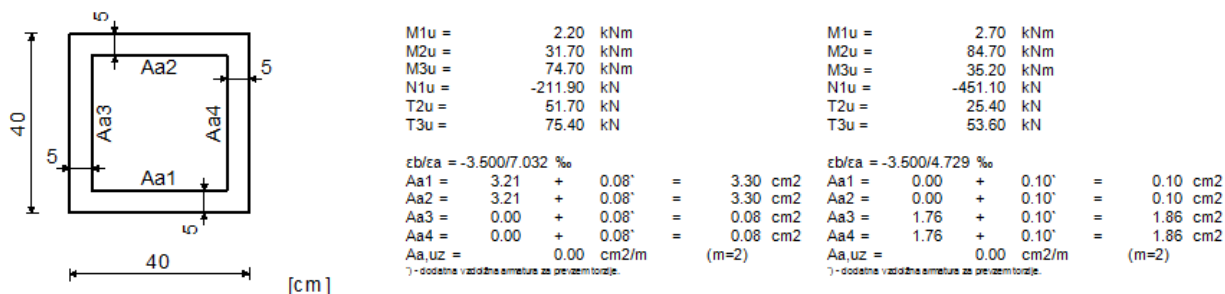
Količina potrebne in izbrane armature je podana v Preglednici 32:

Preglednica 32: Potrebna armatura in izbrana armatura za model s T prerezi gred

etaža	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} / \rho \text{ (%)}$	Izbrana vzdolžna armatura	Izbrana prečna armatura
2	18,66 / 1,2	8 ϕ 18	$\phi 8/14 \text{ cm } (2+\sqrt{2})$
1	29,46 / 1,8	8 ϕ 22	$\phi 8/14 \text{ cm } (2+\sqrt{2})$

9.3.3 Izračun potrebne armature za model z upoštevanjem vpliva opečnih polnil

Najbolj obremenjeni stebler v modelu z opečnimi polnili je C15, saj ni obzidan z opečnimi polnili, račun potrebne armature izvedemo za ta stebler enako kot v točki 9.3.1 (Slika 20):



Slika 20: Račun vzdolžne armature za najbolj obremenjen stebler za model z upoštevanjem vpliva opečnih polnil

Ker program skupno izračuna zelo malo vzdolžne armature, pregledamo določila Evrokodov glede minimalne potrebne armature v stebrih. Upoštevamo, da *SIST EN 1992: 2005 9.5.2* določa, da je najmanjši prežem vzdolžne armature stebrov $A_{s,min}$ določen z izrazom:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 A_c = \frac{0,15 \cdot 451,1}{50/1,15} = 1,6 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \cdot 40 \cdot 40 = 4,8 \text{ cm}^2 \quad (9.13)$$

Medtem ko *EC8* bolj strogo določa količino minimalne armature (*Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij Evrokod 8 točka 5.5.4*), pa je v Sloveniji treba stebre armirati z najmanj 1 % betonskega prereza za konstrukcije s stopnjami duktilnosti DCM in DCH.

$$A_{s,min} = 0,01 A_c = 0,01 \cdot 40 \cdot 40 = 16,0 \text{ cm}^2 \quad (9.14)$$

Slovenija je na potresno aktivnem območju, zato bi bile zahteve glede minimalne vzdolžne armature treba upoštevati v skladu z *EC8*, kar je nekonsistentno, ker se je v prejšnjih točkah dimenzionirala armatura skladno z *EC2*. Količina potrebne in izbrane armature je podana v Preglednici 33:

Preglednica 33: Potrebna armatura in izbrana armatura za model z upoštevanjem vpliva opečnih polnil

etaža	A_s (cm ²)/ ρ (%)	Izbrana vzdolžna armatura	Izbrana prečna armatura
2	16,00 / 1,0	8 ϕ 16	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)
1	16,00 / 1,0	8 ϕ 16	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)

9.4 Primerjava potrebne količine armature

Naredili smo še primerjavo potrebnih količin armatur in izbranih armaturnih palic za različne načine in modele konstrukcije (Preglednica 34). Pri tem smo količino armature, ki je bila dimenzionirana po predpisih, veljavnih v času projektiranja, povečali za razmerje mej plastičnosti za armaturo (*točka 5.2.2*), ki je vgrajena, in sicer Č 0200 in armaturo, ki je bila upoštevana skladno z Evrokodi S500 B, $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$, karakteristična meja plastičnosti jekla S500 B,

$\sigma_{vk} = 24 \text{ kN/cm}^2$, minimalna meja plastičnosti mehkega jekla Č24/36

$$\alpha_s = \sigma_{vk} / f_{yk} = 24/50 = 0,48 \quad (9.15)$$

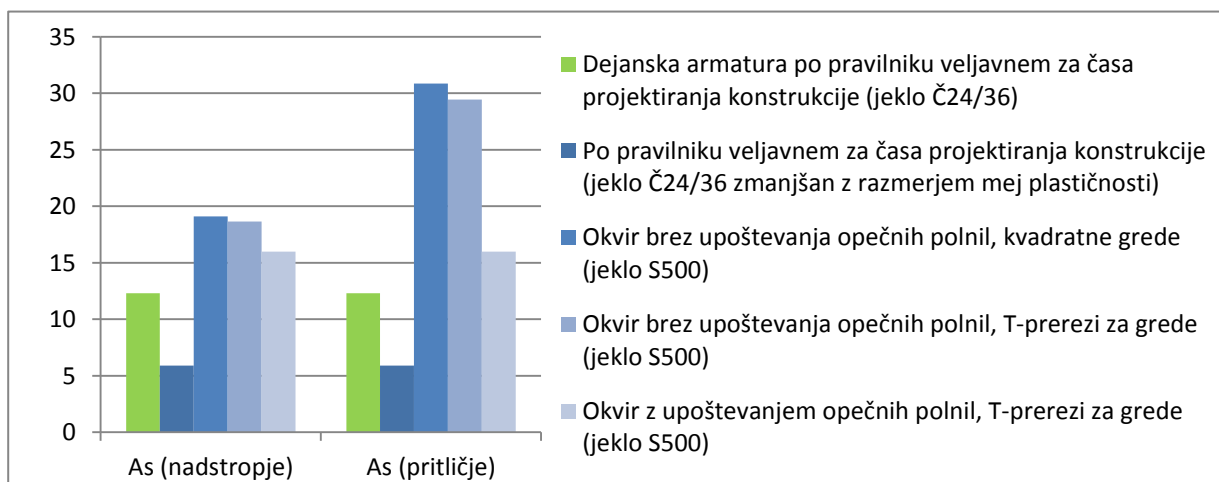
Preglednica 34: Primerjava potrebne in izbrane vzdolžne armature za najbolj obremenjen steber

	Po pravilniku veljavnem v času projektiranja konstrukcije		Okvir brez upoštevanja opečnih polnil, kvadratne grede	Okvir brez upoštevanja opečnih polnil, T-prerezi za grede	Okvir z upoštevanjem opečnih polnil, T-prerezi za grede
Potrebna vzdolžna armatura A_s (cm ²)	nad:	5,9 (12,3)*	19,12	18,66	16,00
	prtlj:	5,9 (12,3)*	30,86	29,46	16,00
Izbrana vzdolžna armatura	nad:	8 ϕ 14	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 16
	prtlj:	8 ϕ 14	8 ϕ 24	8 ϕ 22	8 ϕ 16
Izbrana prečna armatura	nad:	ϕ 6/ 25	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)
	prtlj:	ϕ 6/ 25	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)	ϕ 8/14 cm ($2+\sqrt{2}$)

* V oklepaju je dejanski prerez vgrajene armature, pred oklepajem pa ta vrednost pomnožena z α_s .

Na Sliki 21 je prikazana primerjava količin vzdolžne armature. Čeprav je po Pravilniku o začasni tehnični predpisih za gradnjo na potresnih področjih količina armature v stebrih očitno manjša od tiste (zelena stolpca na Sliki 21), ki jo je treba vgraditi skladno z Evrokodi, je po preračunu površine armature s faktorjem, ki zajema razmerje mej plastičnosti za Č 24/36 in jeklo S500, razlika v količini potrebne vzdolžne armature še bolj občutna, še posebej v pritličju, kjer je v skladu z Evrokodi potrebna večja količina vzdolžne armature kot v prvem nadstropju.

Jasno je tudi razvidno, da vpliv opečnih polnil v modelu konstrukcije veliko prispeva k zmanjšanju upogibnih momentov in prečnih sil, zato je tudi količina vzdolžne in prečne armature manjša od minimalne in tudi precej manjša od tiste, ki bi bila potrebna za modele brez opečnih polnil pri modelu z upoštevanjem kvadratnih prereзов za grede ali T prereзов za grede. Poudariti je potrebno, da smo pri modelu, ki upošteva vpliv opečnih polnil zanemarili tlačne sile, ki se pojavijo v opečnih polnilih. Upoštevati je potrebno tudi, da se opečna polnila zelo hitro poškodujejo, kar pomeni, da bi se med potresom lahko konstrukcijski sistem spremenil v okvir.



Slika 21: Primerjava potrebne vzdolžne armature za različne predpise in različne modele konstrukcije za najbolj obremenjen steber v konstrukciji

Primerjava potrebne prečne armature ne bi pokazala veliko, ker so vrednosti skladno z Evrokodi iste za različne modele in se po količini bistveno razlikujejo od vgrajene prečne armature v konstrukciji. Če bi upoštevali določila standarda EC8 bi se količina prečne armature povečala.

10 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo na osnovi različnih modelov dvoetažnega armiranobetonskega okvira s polnili analizirali projektno potresno obremenitev obstoječe armiranobetonske konstrukcije. Vrednotili smo projektne potresne sile na konstrukcijo, nihajne čase in količino potrebne armature za najbolj obremenjeni steber v konstrukciji.

Ker so vsi nihajni časi različnih modelov konstrukcij med spodnjo mejo nihajnega časa in zgornjo mejo na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, ni razlik v projektnih potresnih silah za modele konstrukcij, analiziranih skladno z Evrokodi. Takšen zaključek v splošnem ne velja, saj bi se projektne sile za objekt z več etažami verjetno kar precej spremenile.

Ugotovili smo, da je velikost potresnih sil v času projektiranja predstavljala le 5,4 % teže konstrukcije kar znaša le 30 % potresnih sil, ki so izračunane po standardih Evrokod, katerih velikost znaša 17,3 % teže konstrukcije. Iz tega jasno sledi, da bi bila količina potrebne armature občutno večja, kar smo tudi računsko dokazali. Če pa upoštevamo še vpliv mej plastičnosti vgrajene armature glede na armaturo S500, ki se je upoštevala za modeliranje in dimenzioniranje skladno z Evrokodi, pa je razlika v količini armature še bolj občutna. Razmerje količine vzdolžne armature znaša v primerjavi z modelom, ki upošteva kvadratne prereze za grede v pritličju le 19 %, v nadstropju pa 31 % količine armature, ki je potrebna v skladu z Evrokodom 2. Količina potrebne armature bi se še povečala, če bi upoštevali dodatna pravila Evrokoda 8, kar pa presega obseg diplomskega dela na prvi stopnji študija.

Glavne razlike oziroma občuten vpliv opečnih polnil je razviden pri velikosti notranjih statičnih količin ter pri količini potrebne vzdolžne armature, saj se prečne sile in upogibni momenti lahko tudi za polovico zmanjšajo v smeri v kateri nalega opečno polnilo na steber. Pri tem, da vpliva opečnih polnil na povečanja prečne sile na steber nismo upoštevali. Zelo velike razlike za različne modele konstrukcije se pojavijo tudi pri velikosti pomikov konstrukcije, saj so pomiki pri modelu z opečnimi polnili za približno tretjino manjši od pomikov modela brez opečnih polnil, to je zato ker polnila precej prispevajo k odpornosti glavne konstrukcije, zato se pogosto uporabijo kot element, s katerim utrdimo obstoječe okvirno konstrukcijo. Zidana polnila lahko delujejo tudi kot dušilci, ki preprečijo veliko vodoravne deformacije in s poškodbami sipajo energijo.

Naj na koncu še enkrat opozorimo, da smo vpliv opečnih polnil simulirali približno. Prav tako nismo upoštevali vseh določil *EC8*, predvsem tista, ki se nanašajo metodo načrtovanja nosilnosti s katero zagotovimo ustrezno lokalno duktilnost konstrukcijskih elementov in globalno duktilnost konstrukcije.

VIRI

Beg D., Pogačnik A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili na potres. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Dolšek): 220 str.

ETABS. 2013. Integrated building design software. Berkeley, Computers & Structures Inc.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 550 str.

Pezdirč, M. Projektna dokumentacija. 1978. ABC Pomurka, projektivno podjetje. Ljubljana

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Zrnić, P. 1984. Građevinska knjiga. Beograd, 1084 str.

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. 1972. Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za beton in armirani beton. Ljubljana: 78 str.

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. 1987. Pravilnik o tehničnih normativih za beton in armirani beton s prevodi pripadajočih JUS-ov (Uradni list SFRJ, št. 11/87). Ljubljana: 239 str.

Standardi

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1990:2004/A1:2006. Evrokod: Osnove projektiranja- Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb (istoveten z EN 1991-1-1:2000).

SIST EN 1992-1-1:2004. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe

SIST EN 1998-1:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek.